

Глухівський національний педагогічний університет ім.О.Довженка

О.Г. ХОМЕНКО

**СТАЛЕВІ
КОНСТРУКЦІЇ
У
БУДІВНИЦТВІ**

Підручник для студентів вищих навчальних закладів

Глухів – 2018

Хоменко О.Г. Сталеві конструкції у будівництві: Підручник – 347с.

У даному підручнику розглянуто характеристики металів для будівельних конструкцій, особливості їх роботи при різних умовах навантаження, викладено методи розрахунку основних видів з'єднань сталевих конструкцій. Подано основи розрахунку і конструювання найпоширених несучих сталевих конструкцій будівель і споруд: балок, колон, ферм. Особливу увагу приділено новим нормам проектування і розрахунку будівельних конструкцій,

Для студентів, що навчаються за спеціальністю 015.15 Професійна освіта. Технологія будівництва.

Рецензенти:

Лівінський О.М., докт.техн.наук, професор, Глухівський
національний педагогічний університет

Кіслов В.В., докт.техн.наук, професор, Українська академія науки і
техніки

ЗМІСТ

ПЕРЕДМОВА	6
Розділ 1. ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ ПРО СТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ	8
1.1 Історія розвитку сталевих конструкцій	8
1.2. Галузі та перспективи застосування сталевих конструкцій	8
Розділ 2. МАТЕРІАЛИ ДЛЯ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ	18
2.1. Загальні відомості	18
2.2. Механічні властивості сталі	23
2.3. Вплив різних факторів на роботу сталі	26
2.4. Сортамент сталі	31
2.5. Захист сталі від корозії	33
Розділ 3. ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ	38
3.1. Загальні положення. Групи граничних станів	38
3.2. Навантаження і впливи	48
Розділ 4. РОБОТА ТА РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ	67
4.1. Розрахункові опори сталі	67
4.2. Розрахунок елементів сталевих конструкцій при центральному розтягу і стиску	69
4.3. Елементи, що згинаються	75
4.4. Елементи на які діють поздовжні сили та згинальний момент	79
Розділ 5. ЗВАРНІ З'ЄДНАННЯ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ	87
5.1. Загальна характеристика з'єднань сталевих конструкцій	87
5.2. Зварні з'єднання	88
5.3. Способи зварювання	90
5.4. Характеристика зварних швів	99
5.5. Види зварних з'єднань	104
Розділ 6. З'ЄДНАННЯ НА БОЛТОВІ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ	119
6.1. Загальна характеристика болтових з'єднань	119
6.2. Робота і розрахунок болтових з'єднань	125
5.3. З'єднання на високоміцних болтах	130

Розділ 7. БАЛКИ І БАЛКОВІ КЛІТКИ	139
7.1. Загальна характеристика балок і балкових кліток.	139
7.2. Настили	144
7.3. Основи розрахунку балок	149
7.4. Проектування балок складеного перерізу	159
7.5. Конструкції полегшених балок	171
Контрольні питання для самоперевірки	180
Розділ 8. КОЛОНИ	181
8.1. Суцільні колони	181
8.2. Розрахунок суцільних колони	187
8.2. Наскрізні колони	160
8.3. Вузли колон	199
Контрольні питання для самоперевірки	210
Розділ 9. ФЕРМИ	211
9.1. Загальна характеристика ферм	211
9.2. Стійкість ферм	219
9.3. Розрахунок ферм	222
Контрольні питання для самоперевірки	226
Розділ 10. Конструкції виробничих будівель.	227
10.1. Загальна характеристика і класифікація виробничих будівель.	227
10.2. Основи проектування виробничих будівель	231
10.3. Конструктивні схеми каркасів виробничих будівель	234
10.4. Основні несучі елементи каркасів.	242
10.5. Конструкції покриття.	248
10.6. Огороджувальні конструкції	255
10.7. Системи в'язей	259
10.8. Компонування каркасів виробничих будівель.	266
Контрольні питання для самоперевірки	270
Розділ 11. Технологія виготовлення сталевих контструкцій.	271
11.1. Доставка та підготовка металопрокату	271
11.2. Обробка металопрокату і виготовлення деталей.	271

Різання прокату	273
11.3. Холодне гнуття.	274
11.4. Виготовлення гнутих профілів	282
11.5. Складання деталей та елементів. Складання конструкцій	288
11.6. Протикорозійна обробка конструкцій.	293
Контрольні питання для самоперевірки	295
ЛІТЕРАТУРА.	296

Передмова

У даному підручнику розглянуто характеристики матеріалів сталевих конструкцій, особливості їх роботи при різних умовах навантаження, основні види їх з'єднань, подано основи розрахунку і конструювання найпоширеніших несучих конструкцій будівель і споруд: балок, колон, ферм, наведені сучасні методи проектування сталевих конструкцій.

Підручник призначений для студентів спеціальності 015.15 Професійна освіта. Технологія будівництва і складений у відповідності з навчальною програмою курсу "Будівельні конструкції". Основна мета даного підручника – активізувати та полегшити самостійну роботу студентів при вивченні дисципліни, допомогти оволодіти методикою розв'язання інженерних задач, набутти професійно значущих умінь розрахунку і конструювання сталевих конструкцій.

Теоретичний матеріал пов'язаний з розрахунками, містить необхідний довідковий дані, ілюструється рисунками. У кінці кожного розділу подаються контрольні запитання, які допоможуть студентам перевірити рівень своїх знань та поглибити їх у процесі самостійної роботи..

Особливістю даного посібника є те, що у ньому розглянуті методи проектування і розрахунку сталевих конструкцій згідно нових державних будівельних норм.

При підготовці підручника автором враховано багаторічний досвід викладання курсу "Будівельні конструкції" у вищих навчальних закладах будівельного профілю, результати сучасних наукових досліджень, а також новітні досягнення у галузі сталевих конструкцій.

Підручник може бути рекомендований студентам будівельних спеціальностей та викладачам спецдисциплін ліцеїв, коледжів будівельного профілю. Він буде також корисний інженерно-технічним та науковим працівникам, менеджерам будівельної галузі.

РОЗДІЛ 1. ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ ПРО СТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ

1.1. Історія розвитку сталевих конструкцій

Метал почали використовувати з XII ст. при зведенні палаців, замків, церков у кам'яних конструкціях як елемент в'язей (затяжки та скріпи). У XVII ст. виготовляли металеві крокви і просторові купольні конструкції церков. З впровадженням процесу лиття чугуну у кінці XVIII ст. були побудовані перші чугунні мости та перекриття будівель і споруд.

Низька міцність чугуна при роботі на розтяг призвела до його поступової заміни сталлю, яка мала кращі механічні властивості. Після отримання Г.Кортом (Англія) у 1784 р. пудлінгового заліза було розпочате промислове виробництва сталі. За короткий період були розроблені такі способи виплавлення сталі: бесемерівський (1855 р.), мартенівський (1867 р.), томасівський (1878 р.). З їх впровадженням почало розвиватись виробництво листового та профільного металу. Розвиток металургії та металообробки у XIX ст. прискорив процес впровадження у будівництві сталевих конструкцій.

Наприкінці XIX та початку XX ст. на Україні було побудовано багато залізниць, металургійних і машинобудівних заводів. Сталеві конструкції широко використовувались у промислових цехах, залізничних вокзалах, мостах та у громадських будівлях.

У 1897 р. почалося будівництво Оперного театру в Львові (арх. З.Горголевський). У перекриттях сценічної частини були застосовані гратчасті двохшарнірні арки прольотом 20 і висотою 10м, а для залу глядачів — кроквяні ферми прольотом 20м, висотою 2,215 м.



Рис.1.1 Бессарабський ринок у м. Києві

Зі сталевих конструкцій виконані перекриття Одеського оперного театру (1884-1897 рр.) – одного з найбільших театрів Європи на той час, а також перекриття міського театру (1899-1901 рр.) у м. Києві та Бессарабського ринку (1912 рр.).

Прикладом використання оригінальних сталевих конструкцій є Бессарабський ринок у Києві (арх. Г. Ю. Гай, арх. М. П. Бобрусов) (рис.1.1). Несучі конструкції ринку — високі сталеві тришарнірні наскрізні арки прольотом 29,5 та висотою 18м. Переріз арок просторовий, складається з чотирьох віток, з'єднаних у площині арки решіткою з легких кутників, а з площини — парними планками. Опорні вузли шарнірні, балансирні. Покриття крайніх прольотів укладені на легкі сталеві фермочки з паралельними поясами, що спираються на стояки арок і цегляні стіни.

Сталеві конструкції широко застосовують і в будівлях залізничних вокзалів. Дебаркадер Львівського залізничного вокзалу має перекриття у вигляді двопрольотних сталевих наскрізних аркових систем.



Рис.1.2 Залізничний вокзал у м. Львові

З економічним розвитком України у 30-х роках минулого століття були побудовані спеціалізовані заводи металоконструкцій у Дніпропетровську, Донецьку, Запоріжжі, Маріуполі, Макіївці.

У повоєнні роки виготовлення сталевих конструкцій неухильно зростало. Були побудовані гірничо-збагачувальні комбінати Криворіжжя, потужні металургійні заводи у Запоріжжі та Дніпропетровську. У 50-60 роках XX ст. сталеві конструкції стали широко використовувати у транспортних спорудах (мости, суднобудівні цехи, ангари для літаків), гірничопромислових спорудах (доменні печі, сталеві надшахтні копри, димові труби), каркасах багатоповерхових будівель тощо. З розвитком нафтової, газової, хімічної і металургійної промисловості велике розповсюдження отримали листові конструкції (сталеві газгольдери, резервуари та трубопроводи). Були зведені висотні споруди зв'язку і електропередач, нафтові та телевізійні вежі, виставкові павільйони, спортивні стадіони тощо.

Значним внеском у розвиток металоконструкцій були численні дослідження українського вченого – академіка Є.О. Патона. Він заклав основи вітчизняної теорії зварювання, відіграв значну роль у проектуванні

більш досконалих форм металоконструкцій, приймав безпосередню участь у проектуванні та будівництві мостів



Рис.1.3 Міст імені Є.О.Патона через Дніпро

Видатний російський вчений професор М.С. Стрелецький застосував статистичні методи у розрахунку конструкцій і у подальшому зробив вагомий внесок у розробку метода розрахунку конструкцій за граничними станами. Він сформулював основні принципи проектування сталевих конструкцій: максимальна економія сталі, найменша трудомісткість виготовлення, швидкісний монтаж.

Вагомий внесок у розвиток сталевих конструкцій внесли і колективи вузів. Провідна роль серед них належить кафедрі сталевих конструкцій Київського інженерно-будівельного інституту (КІБІ) (нині Київський національний університет будівництва і архітектури (КНУБА). У середині 30-х років професор Н. Д. Жудін запропонував розрахунок сталевих конструкцій з урахуванням розвитку пластичних деформацій. У 1935–1941 рр. значні дослідження у розрахунках міцності сталевих конструкцій були виконані під керівництвом професора М. В. Корноухова за участю вчених Б.М. Горбунова, П.М. Варвака, К.К. Сімінського, А.І. Стрельбицької та ін. У КНУБА виконані дослідження та розроблено нові

конструктивні форми сталевих конструкцій, зокрема з високоміцних сталей і тонкостінних оболонок (М.М.Жербін), легких сталевих конструкцій (В.В.Трофимович, В.О.Пермяков), наскрізних та висячих систем (В.М.Шимановський).

Підвищенню технологічності металоконструкцій присвячені праці М.М. Сахновського (Придніпровська державна академія будівництва і архітектури (ПДАБА)), економіці й оптимальному проектуванню – праці Я. М. Ліхтарникова, Д.В. Ладиженського (Донбаська державна академія будівництва та архітектури (ДДАБА)). Проблеми розрахунку тонкостінних сталевих конструкцій і оболонок досліджував С.П.Кан (Харківський національна академія міського господарства (ХНАМГ)). Досліджував і розробляв конструкції з маловуглецевих термічнозмцнених сталей, А.А. Сильвестров (ПДАБА). Є.В. Горохов створив наукову школу розрахунку, проектування та застосування опор ліній електропередач високої напруги та забезпечення корозійної стійкості будівельних конструкцій.



Рис.1.4 Телевізійна вежа у м.Києві

Побудовані в Україні унікальні об'єкти розроблені колективами провідних організацій з проектування сталевих конструкцій – УкрНДІпроектстальконструкція (м.Київ) та Дніпропроектстальконструкція (м. Дніпропетровськ). Це, насамперед, унікальна телевізійна вежа у м.Києві висотою 385 м (найбільша у Європі серед сталевих веж)(рис.1.4), сталеві мости через Дніпро, каркаси висотних будівель, великі цехи промислових споруд, каркас музейно–меморіального комплексу «Національний музей історії Великої Вітчизняної війни» (рис.1.5).



Рис.1.5 Музейно–меморіальний комплекс «Національний музей історії Великої Вітчизняної війни».

1.2. Галузі та перспективи застосування сталевих конструкцій

Різноманітні сталеві конструкції виготовляють із сталі або алюмінієвих сплавів. Алюмінієві сплави внаслідок високої вартості та обмежених запасів сировини мають обмежене використання і з них виготовляють вітрини, віконні

рами, вітражі і конструкції та вироби для зовнішнього та внутрішнього оздоблення будівель (стінові та покрівельні панелі, підвісні стелі, перегородки).

Сталі мають практично необмежене застосування. Основними перевагами сталевих конструкцій порівняно з конструкціями з інших матеріалів є: *надійність, легкість, непроникність, індустриальність, а також простота ремонту, реконструкції*.

Висока надійність. При розрахунку сталь розглядають як матеріал, що має однорідну мілкозернисту структуру з однаковими властивостями у всіх напрямках. Напруження пов'язані з деформаціями лінійною залежністю у великому діапазоні, а при деякому значенні напружень може бути реалізована ідеальна пластичність у вигляді площадки текучості. Зазначене дає змогу досить точно описати роботу сталі під навантаженням у пружній та пружньопластичній стадії і наблизити розрахунки сталевих конструкцій на міцність до основних положень опору матеріалів і будівельної механіки. Результати розрахунків добре узгоджуються з даними практики. А це підвищує надійність роботи конструкції, особливо при проектуванні складних конструктивних форм. Під конструктивною формою розуміють взаємозв'язаність схеми конструкції з її обґрунтованими розмірами, типами перерізів елементів і вузлів з технологією виготовлення, монтажу і експлуатації.

Легкість. Високі міцності й модулі пружності сталей зумовлюють меншу їх масу порівняно з аналогічними залізобетонними або дерев'яними конструкціями. Наприклад, несуча здатність залізобетонної ребристої плити покриття розміром 3×6 м дорівнює $4...4,5 \text{ кН/м}^2$, із них близько $1,35...1,5 \text{ кН/м}^2$ (тобто 30%) припадає на власну вагу плити. Сталева панель з профільованих листів настилу і швелерів, при тій же несучій здатності і таких же розмірах, будет мати власну вагу $0,45...0,50 \text{ кН/м}^2$, що складає близько 10% від загального навантаження. Незначна власна вага сталевих конструкцій спрощує їх транспортування та монтаж, зменшує навантаження на фундаменти. Габарити сталевих елементів значно менші за інші, що впливає на

архітектурну виразність споруди, дозволяє створювати унікальні конструктивні форми.

Непроникність для рідин і газів, високі захисні властивості від впливу шкідливих випромінювань. Щільність сталі та її зварних з'єднань, дозволяє виготовляти резервуари, трубопроводи, газгольдери, бункери.

Індустріальність. Сталеві конструкції виготовляють на заводах оснащених сучасним спеціальним високоомеханізованим і автоматизованим обладнанням, що виключає або до мінімуму скорочує важку ручну працю. Завдяки високому рівню заводської готовності підвищується якість конструкцій, знижуються витрати на виготовлення, забезпечується висока продуктивність праці. Монтаж конструкцій виконують спеціалізовані організації, що впливає на скорочення терміну зведення споруди.

Ремонтпридатність. Підсилення і реконструкція сталевих конструкцій у більшості випадках вирішується більш простіше. Так, у будівлі з металевим каркасом нескладно встановити нове технологічне обладнання, при потребі виконавши підсилення елементів каркасу.

До недоліків сталевих конструкцій відносять: їх підвищену схильність до корозії та низьку вогнестійкість. Сталь, не захищена від контакту з вологою, сполученню з різними агресивними газами, солями та пилом іржавіє, що призводить до її руйнування. Через високу теплопровідність металу та невеликі розміри перерізів сталеві конструкції швидко нагріваються і при температурі +600°C сталь переходить в пластичний стан і відбувається повне руйнування конструкції. Вищевказані недоліки вимагають додаткових заходів для захисту сталевих конструкцій від корозії та дії високих температур, що призводить до збільшення експлуатаційних витрат.

Сталеві конструкції широко застосовують у сучасному будівництві у різноманітних конструктивних формах. До них належать:

- елементи каркасів виробничих будівель - балки, прогони, ферми, ригелі, колони, підкранові балки тощо;
- висотні споруди - вежі й щогли ліній радіо-, теле- та телефонного зв'язку, мереж електропередач, бурові вежі, газові, димові й вентиляційні труби,

каркаси висотних монументальних споруд;

- листові конструкції (резервуари, трубопроводи великих діаметрів, газгольдери, бункери і силоси), споруди і установки металургійних, нафтопереробних, хімічних виробництв, захисні й несучі оболонки об'єктів енергетики (домен, реакторів тощо);
- конструкції автомобільних та залізничних мостів, промислових естакад;
- рухомі конструкції мостових, баштових і порталних кранів, потужних екскаваторів, затвори і ворота шлюзів гідротехнічних споруд тощо;
- каркаси багатоповерхових (висотних) житлових та нежитлових будівель;
- великопрольотні конструкції покрівель ангарів, цехів авіа-, судно-, машинобудування та громадських споруд (театрів, кіноконцертних залів, ринків, критих стадіонів, виставкових павільйонів);
- конструкції спеціального призначення, наприклад, пов'язані з дослідженням космосу (радіотелескопи, антени космічного зв'язку), атомною енергетикою тощо.

Окрім вищезазначених широкого використання набувають сталеві конструкції у будівлях швидкого зведення – промислові та сільськогосподарські будівлі (деревообробні цехи, склади будматеріалів, зерносховища, птахоферми, теплиці), гаражі для спецтехніки, фізкультурно-оздоровчі комплекси та виставково-розважальні центри, торговельні павільйони, адміністративні будівлі тощо

Їх характерною особливістю є висока ступінь заводської готовності всіх елементів, зручність транспортування, швидкість і простота монтажу, всесезонність зведення (протягом всього року і при різних погодних умовах), універсальність, можливість модифікацій до різних технологій та можлива зворотність і іншого використання при демонтажі конструкцій.

На сьогоднішній час обсяги використання металу у будівництві зростають. Але обмеженість сировинної бази та енергетичних ресурсів вимагає зменшення металомісткості продукції. Подальший розвиток сталевих конструкцій пов'язаний зі зниження маси металу та поліпшення їх якості з використанням передових технологій.

1. Підвищення міцнісних характеристик сталі, тобто застосуванням сталей підвищеної та високої міцності забезпечує до 60 % загальної економії металу. Сьогодні вже виплавляють сталі з карбонітридним зміцненням, які придатні для виготовлення зварних конструкцій. Для відповідальних конструкцій використовують сталі з межею текучості 450...600 МПа. Розроблені й впроваджені у виробництво економічні високоміцні леговані сталі з межею текучості 750МПа для зварних конструкцій. Ведуться дослідження нових марок сталі з межею текучості 900МПа і вище.

2. Використання економічних прокатних та гнутих профілів та розширення їх сортаменту., і прогресивних конструктивних форм, Особливий інтерес викликають конструктивні форми розтягнутих стержнів і поверхонь. При розтягу маса елемента обернено пропорційна границі міцності матеріалу. Тому підвищення механічних характеристик супроводжується зменшенням площі перерізу і, відповідно, маси.

3. Ширше використання у конструкціях алюмінієвих сплавів. Дослідження свідчать, що для прольотів, які перевищують 50 м, такі конструкції економічніші за сталеві. Особливо ефективні рухомі конструкції кранових мостів, кранів-перевантажувачів, розвідних мостів та інші. Експериментальні й теоретичні дослідження виконують у напрямі оптимізації форми прокатних і холодно формованих профілів

4. Створення попередньо напружених сталевих конструкцій зі штучним регулюванням зусиль дає змогу досягнути сприятливого розподілу останніх і таким чином зменшити витрату металу.

5. Зменшенню металомісткості будівель сприяє концентрація матеріалу та поєднання функцій. Концентрація матеріалу як у основних несучих системах, так і у окремих її елементах дозволяє не тільки зменшити витрати сталі за рахунок більш раціонального використання стійкості, жорсткості та витривалості, але і трудомісткості виготовлення та монтажу.

Поєднання функцій несучих і огорожувальних конструкцій знайшло втілення у підкраново-підкровоквних конструкціях, тонкостінних оболонках

великих прольотів, багатопрольотних конструкціях покрівель, легких конструкціях, що поєднують роботу тонких пластин і несучого остова.

6. На стадії виготовлення та монтажу найбільший ефект дає уніфікація об'ємно-планувальних рішень і типізація конструктивних форм, яка зумовлює збільшення повторюваності вузлів, окремих деталей, елементів конструкцій і сприяє підвищенню рівня механізації та автоматизації процесів. Крім того, проекти багаторазового використання відзначаються більш високим технічним рівнем розробки. При їх використанні економія сталі досягає 10 %, а продуктивність праці зростає на 10... 12 %.

7. Перспективним є перехід від типових елементів до типових будівель модульного типу, створення несучих і огорожувальних конструкцій, які складаються таким чином, що елементи всієї будівлі чи її частини після виготовлення на заводі в контейнері або у вигляді габаритної відправної марки подаються на монтаж, де їх найпростішими способами встановлюють у проектне положення. Останнім часом розроблені плоскі й просторові конструкції такого типу у вигляді кроквяних систем, циліндричних і кулястих склепінь та інші.

8. Удосконаленням методів розрахунку конструкцій на базі сучасних математичних методів і використання систем автоматизованого проектування (САПР).

Сучасний підхід до застосування сталевих конструкцій передбачає створення оптимальної конструктивної форми, економічної на всіх етапах виготовлення, монтажу та експлуатації. Основні критерії її вибору:

- відповідність функціонального призначення будівлі та споруди умовам експлуатації і технологічним вимогам виробництва;
- достатня несуча здатність, надійність і довговічність;
- найменші маса та трудомісткість виготовлення і монтажу конструкцій;
- мінімальна вартість як кожної окремої конструкції, так і будівлі в цілому;
- висока продуктивність монтажу;
- відповідність умовам потокового високомеханізованого та автоматизованого виготовлення (найменша кількість типорозмірів конструкцій, зручні для

переміщення потоковими лініями габарити елементів, можливість поділу конструкцій на елементи, що поступово укрупнюються):

- естетичність зовнішнього вигляду;
- зручність догляду під час експлуатації.

Контрольні питання для самоперевірки

1. Назвіть переваги, недоліки і сферу застосування сталевих конструкцій.
2. У яких напрямках відбувається розвиток сталевих конструкцій ?
3. У яких конструкціях економічно вигідно використання алюмінієвих сплавів?
4. Які найбільш раціональні сфери застосування сталевих конструкцій?
5. Які основні критерії вибору оптимальної конструктивної форми для сталевих конструкцій?

РОЗДІЛ 2. МАТЕРІАЛИ ДЛЯ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

2.1. Загальні відомості

Більшість будівельних сталевих конструкцій виготовляють з прокатної сталі. Сталь – це сплав заліза з вуглецем і незначною кількістю металургійних домішок, що надходять разом з рудою та паливом.

Перевага сталі як матеріалу для сталевих конструкцій порівняно з алюмінієвими сплавами зумовлена високою міцністю та значно нижчою вартістю і енергомісткістю. Окрім цього, сталь має вищі значення модуля пружності, границі витривалості, вогнестійкості, менший коефіцієнт лінійного розширення, а також краще зварюється.

Однак зі збільшенням виробництва алюмінію обсяги його використання у будівництві зростають. Цьому сприяють переваги алюмінієвих сплавів –

менша щільність, вища корозійна стійкість, не піддаються намагнічуванню, простота формоутворення профілів, вища транспортабельність.

Сталі, що використовуються у будівництві.

Вуглецеву сталь поділяють на *маловуглецеву* – з вмістом вуглецю до 0,25 %; *середньовуглецеву* – вуглецю 0,25...0,60 %; *високовуглецеву* – вуглецю 0,60...1,2 %.

Вуглець впливає на механічні властивості сталей. При сполученні вуглецю із залізом виникають карбіди, які є основними зміцнювальними структурними утвореннями сталі. Збільшення вмісту вуглецю підвищує міцність сталі, але водночас знижує її зварюваність та пластичність.

Для поліпшення фізико-механічних властивостей сталей до їх складу вводять спеціальні (легуючі) домішки. Залежно від вмісту легуючих компонентів сталі поділяють на *низьколеговані* – вміст легуючих домішок до 2,5 %; *середньо леговані* – легуючих елементів 2,5 ...10 %; *високолеговані* – понад 10 %.

У будівництві найчастіше використовують вуглецеві (вміст вуглецю до 0,22 %), й низьколеговані сталі (загальний вміст легуючих домішок до 2,5 %) і менше середньолеговані сталі. Високолеговані застосовують лише в окремих випадках (при високих або дуже низьких температурах, в агресивних середовищах). Це зумовлено дефіцитом і високою вартістю легуючих компонентів.

Легуючі домішки позначають літерами: марганець – Г, кремній – С, мідь – Д, нікель – Н, хром – Х, ванадій – Ф, молібден – М, титан – Т, азот – А тощо.

Марганець суттєво підвищує міцність без значного зниження пластичності. Його вміст у вуглецевих сталях до 0,64 %, а в легованих — більший, залежно від марки сталі.

Кремній С додають у сталь під час її розкислення. Він сприяє отриманню дрібнозернистої структури та підвищенню міцності. Але при цьому

зменшуються зварюваність і стійкість до корозії. Тому вміст кремнію не перевищує 0,3 %.

Для підвищення корозійної стійкості сталі до неї додають мідь. Мідь підвищує і міцність, але погіршує зварюваність. Надмірний вміст міді (понад 0,7 %) прискорює старіння сталі.

Для поліпшення експлуатаційних характеристик сталі до складу легованих сталей в її склад додатково вводять також нікель, хром, ванадій, вольфрам, молібден, титан, бор тощо. Але висока вартість легуючих елементів збільшує витрати на виготовлення сталевих конструкцій. Крім того, підвищений вміст легуючих компонентів погіршує зварюваність. Економічно вигідним є так зване *карбонітридне зміцнення* сталі, коли зміцнювальними компонентами є не тільки карбіди металів, але й їхні нітриди (сполуки з азотом). Суттєве підвищення міцності й холодостійкості досягається введенням у сталь невеликої кількості карбиду і нітридоутворювальних домішок: азоту, ванадію, ніобію, що не призводить до помітного погіршення зварюваності та зростання вартості.

Поряд з корисними домішками до складу сталей з руди та палива потрапляють і шкідливі. Найбільш шкідливі - фосфор і сірка. Вони роблять сталь крихкою, схильною до утворення тріщин при високих і низьких температурах. Шкідливими також є кисень, азот, водень та інші гази, які також зумовлюють крихкість сталей. Ці домішки потрапляють у сталь з атмосфери і тому розплавлену сталь потрібно захищати (наприклад, при зварюванні).

Структура сталі. Суттєвий вплив на якість сталі як матеріалу для сталевих конструкцій мають особливості її кристалічної будови. У процесі виплавлення у сталі відбуваються ряд перетворень (модифікацій). При охолодженні сталі утворюється твердий розчин вуглецю у залізі – аустеніт. З подальшим зниженням температури з аустеніту виділяються кристали твердого вуглецю у залізі - ферит. При виділенні фериту з аустеніту, останній збагачується вуглецем і утворюється перліт – суміш тонких пластин або зерен з карбідом заліза Fe_3C . При кімнатній температурі сталь складається з двох фазових частин – фериту та цементиту. Ферит досить м'який і пластичний, дуже магнітний основна складова частина вуглецевої сталі — залізо — перебуває у

вигляді мікроскопічних зерен, що мають атомну ґратку фериту. Орієнтація ґраток окремих зерен хаотична. У місцях включень інших елементів і на межах зерен правильність ґратки порушена.

Вуглець перебуває у хімічній сполуці зі залізом, утворюючи карбід заліза (цементит). Цементит, навпаки, дуже твердий і крихкий. Через незначний вміст вуглецю цементит утворюється у невеликій кількості і в структурі сталі має вигляд перліту — тонкодисперсної суміші частинок цементиту і фериту, що не мають правильної кристалічної будови. Розміщується перліт між зернами фериту у вигляді прошарків і окремих включень. Як і цементиту, йому властиві значна міцність і пружність.

Структура легованих сталей подібна до вуглецевої. Легуючі компоненти знаходяться у твердому розчині із залізом, порушуючи правильність кристалічної ґратки зерен фериту, а також сприяючи утворенню карбідів і нітридів, що додатково зміцнюють прошарки між зернами.

Характер деформацій сталі під дією навантаження визначається спільним деформуванням її складових частин. В окремих зернах фериту пластичні деформації виявляються вже при незначних навантаженнях, значно раніше, ніж напруження досягнуть межі текучості сталі. Пояснюється це тим, що окремі шари атомів у кристалі фериту під дією зусиль відносно легко зсуваються один щодо одного.

Межа між окремими зернами фериту є перешкодою для просування лінійної дислокації, оскільки при хаотичній орієнтації ґраток площини ковзання у сусідніх зернах не співпадають (рис. 2.1. е). Для подолання межі між зернами необхідні додаткові зусилля. Цим пояснюються кращі механічні якості дрібнозернистих сталей, в яких кількість між зернових меж більша. Наявність на межах зерен перлітових вкраплень і прошарків додатково утруднює просування дислокацій і підвищує міцність.

Термічна обробка сталі. Для одержання оптимальної структури сталь піддають термічній обробці. При звичайних температурах розчинність вуглецю у фериті незначна і практично весь він зосереджений на межах зерен. При

високих температурах атоми вуглецю є складовими частинами кристалічної ґратки аустеніту.

Існують такі види обробки сталі: *нормалізація* (або відпал), *гартування* та *відпуск*. Нормалізація полягає у нагріванні сталі до температури переходу фериту в аустеніт (більше 910 °С) з повільним охолодженням на відкритому повітрі. Під час охолодження на повітрі відбувається утворення перлітної структури. У результаті сталь стає більш однорідною, зростає її в'язкість і пластичність.

При швидкому охолодженні сталі (наприклад, водою або в маслі), нагрітої до температури фазового перетворення (890- 950 °С), відбувається гартування. Сталь зберігає переохолоджену ґратку аустеніту і містить вуглець у твердому розчині. Утворюється структура, перенасичена вуглецем, - мартенсит. Така структура має високу міцність, але крихка і нестійка, оскільки вуглець намагається виділитись з неї. Для її стабілізації здійснюють відпуск — повторне нагрівання з повільним охолодженням. Найчастіше відпуск виконують при нижчих температурах ніж гартування від 600 до 700 °С. При цьому отримують дрібнозернисту феритову структуру, рівномірно зміцнену перлітовими прошарками і вкрапленнями. Це так званий сорбіт відпуску, який має високу міцність і в'язкість. Потрібна структура може бути отримана і без відпуску, якщо належним чином вибрана швидкість охолодження після гартування.

При термічній обробці одночасно знімаються внутрішні напруження, що також сприяє поліпшенню властивостей сталі.

Незважаючи на мізерну розчинність вуглецю у фериті, все ж деяка його частина під час кристалізації розплаву залишається у складі зерен у вигляді твердого розчину. З часом атоми вуглецю дифундують до меж зерен, збільшуючи там кількість карбідів заліза. Виділяються також карбіди і нітриди інших елементів, внаслідок чого зростає міцність сталі, але одночасно знижуються її пластичність, опір крихкому руйнуванню, динамічним і ударним навантаженням. Цей процес називається старінням металу. З підвищенням температури, при періодичному нагріванні та охолодженні під дією постійних і

особливо змінних напружень, під час механічних впливів старіння прискорюється.

2.2. Механічні властивості сталі

Якість сталі оцінюють за механічними властивостями та хімічним складом. Як сказано вище, робота сталі під навантаженням значною мірою залежить від міцності й роботи поверхонь зерен та прошарків між ними. На початкових стадіях завантаження пластичні деформації зерен фериту стримуються опором контактних поверхонь, прошарків перліту та інших вкраплень. При напруженнях, що дорівнюють межі текучості σ_T (рис. 2.3), їх опір долається. Енергія деформації, накопичена зернами фериту та стримувана зміцнювальними структурами, виділяється і відбувається загальний зсув. На діаграмі з'являється ділянка текучості. У високоміцних сталях опір перлітових вкраплень, легуючих компонентів та їх карбідів і нітридів настільки великий, що ділянка текучості не виявляється. У цьому випадку відзначають умовну межу текучості σ_{02} (рис. 2.3).

Зі збільшенням навантаження при пластичних деформаціях зв'язок між частинами кристалів на площинах ковзання зменшується. Відповідно до цього зменшується і модуль деформацій, а діаграма стає щоразу пологішою, поки не буде досягнута межа міцності σ_M , за якої рівновага між навантаженнями і внутрішніми напруженнями неможлива, а метал руйнується. Відносне видовження зразка після розриву ε_1 є показником пластичності. Відносне видовження будівельних сталей залежно від складу і структури змінюється у широких межах від 20...25 % для м'яких мало вуглецевих сталей звичайної міцності до 8... 10 % — для високоміцних.

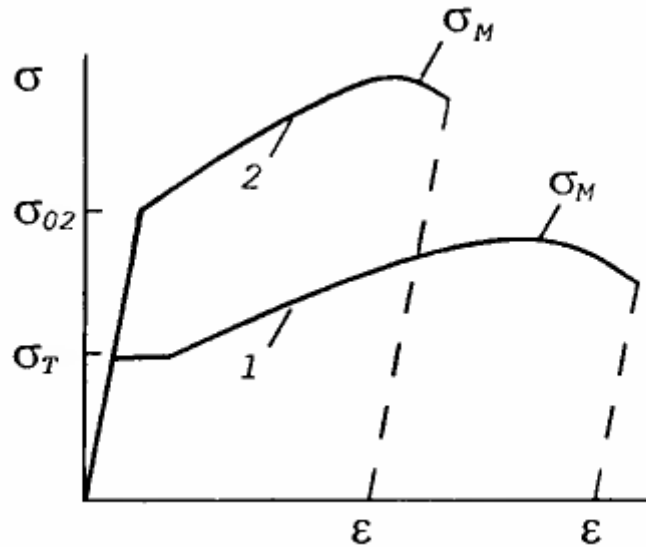


Рис 2.3 - Ідеалізовані діаграми деформації сталі:

1 — маловуглецевої звичайної міцності; 2 — високоміцної легованої

Схильність сталі до крихкого руйнування при ударному навантаженні оцінюється за ударною в'язкістю — роботою, необхідною для руйнування стандартного зразка ударним вигином. Значення ударної в'язкості залежить не тільки від складу та структури сталі, але й від температури. При температурі нижче 0°C значення ударної в'язкості різко зменшується, і тільки сталі, до складу яких входять легуючі компоненти, мають належну працездатність при низьких температурах.

Обробка сталі. Основним видом обробки на заводах, що виготовляють сталеві конструкції, є обробка у холодному стані (різання, пробивання отворів, гнуття тощо). Тому важливою є здатність сталі пластично деформуватися при звичайних температурах без утворення тріщин. За цим показником оцінку ведуть після загинання стрічкового зразка навколо круглої оправки. Показником є найменший діаметр круглої оправки, навколо якої зразок згинається на 180° без утворення тріщин. Переважно для будівельних сталей цей показник не повинен бути більшим за дві товщини зразка.

Хімічний склад сталі характеризується процентним вмістом у ній різних домішок. Сталі з однаковим хімічним складом і механічними властивостями об'єднують у марки.

За способом виплавлення будівельні сталі найчастіше бувають мартенівськими або конверторними. Сучасна технологія виплавлення конверторної сталі дає метал, близький за якістю до отриманого в мартенах. Тому, починаючи з 1971 р. у нормах постачання сталевого прокату спосіб виплавлення не зазначають. Найбільш якісною є сталь з губчастого заліза прямого відновлення (тобто без виплавляння чугунку) яке отримують переробкою рудного концентрату в спеціальних печах. Остаточну сталь отримують переплавленням губчастого заліза з необхідними домішками в електropечах. Така сталь відзначається підвищеною чистотою.

Після виплавлення сталь містить розчинені гази (переважно O_2 , CO та CO_2) як наслідок окиснення вуглецю чавуну. При охолодженні ці гази бурхливо виділяються. Сталь ніби кипить, звідси й походить назва кипляча сталь. Виділення газів під час кристалізації призводить до неоднорідності металу. З цієї причини і внаслідок підвищеного вмісту кисню така сталь має знижений опір міцності та крихкому руйнуванню.

З метою поліпшення якості сталі після виплавки в неї вводять розкислювачі, що зв'язують кисень. Як розкислювачі найчастіше використовують відносно дешевий кремній, рідше — дорожчі марганець, алюміній, інколи кальцій або титан. Реакція окиснення вуглецю припиняється, і сталь кристалізується спокійно. Завдяки цьому зливки сталі значно однорідніші за хімічним складом. Таку сталь називають спокійною. Спокійні сталі дорожче від киплячих, але їх властивості набагато кращі.

Напівспокійна сталь є компромісним рішенням між киплячою і спокійною. Витрата розкислювачів у два - п'ять разів менша, ніж для спокійної сталі. Відповідно нижчою є і вартість. Але за якістю така сталь поступається спокійній. Тому для важливих конструкцій та елементів використовують спокійні сталі. Більшість будівельних легованих сталей виплавляють спокійними.

Термічне зміцнення сталі. Термічне зміцнення має дві стадії — гартування і старіння.

Гартування полягає у нагріванні до 450... 520 °С й швидкому охолодженні найчастіше у воді, температура якої не нижча 20 °С.

Відповідно до способу обробки такі сплави називаються нагартованими (Н), чи напівнагартованими (П). Через знижені значення відносного видовження нагартовані матеріали не рекомендується піддавати пластичному деформуванню (наприклад, гнуттю) та зварюванню, щоб уникнути тріщин і розривів.

Старіння можливе природне – протягом 4...30 діб при кімнатній температурі і штучне — при температурі близько 150 °С протягом кількох годин.

2.3. Вплив різних факторів на роботу сталі

Робота матеріалу в конструкціях значно залежить від структури металу. Нерівномірності розподілу напружень, зумовлені концентраторами, складний напружений стан, змінний та вібраційний характер навантажень, низькі температури, а також інші фактори зменшують ділянку пластичної роботи і спричиняють крихкість металу.

Пружна і пластична робота. Руйнування. Як зазначено вище, сталі та алюмінієві сплави мають зернисту будову з хаотичною орієнтацією кристалічних ґраток зерен, чим і пояснюються однакові властивості металу в усіх напрямках. Під дією невеликого навантаження розтягу атомні ґратки зерен дещо спотворюються і зразок металу деформується. Після припинення дії навантаження форма зерен та кристалічних ґраток відновлюється, а атоми займають попередні місця. Тобто деформація має пружний характер. Залежність між деформацією і значенням зусилля лінійна.

Під дією навантажень, які дорівнюють або перевищують напруження межі текучості чи умовної межі текучості (див. рис. 2.3), у кристалічних ґратках відбуваються зсуви, після припинення дії навантаження з'являється залишкова пластична деформація, яка не відновлюється. Накопичення

пластичних деформацій призводить до порушення цілісності металу, тобто до його руйнування.

Руйнування буває в'язке (пластичне) — від зсуву; крихке — внаслідок відриву, і змішане.

Дотичні напруження та пластичні деформації, зумовлені переміщенням дислокацій, є причинами *в'язкого руйнування*. У процесі такого руйнування відбувається скупчення дислокацій і пов'язаних з ними пластичних деформацій у певних місцях, що зумовлює виникнення шийки — потоншення матеріалу та появу тріщин.

Крихке руйнування є наслідком розвитку пружних деформацій металу до руйнівних в умовах, коли утруднені пластичні зсуви (наприклад, при плоскому чи об'ємному розтягу). У цьому випадку спостерігається розрив міжатомних зв'язків кристалічних ґраток більшості зерен при дуже незначних зсувах в окремих зернах. Опір матеріалу на відрив суттєво залежить від його структури. Грубозернистість знижує опір відривові і межу текучості. Отже основним завданням легування і термічної обробки є отримання дрібнозернистої однорідно зміцненої структури.

При роботі на стиск метал поводить себе, як при розтягу. Значення межі текучості модуля пружності і довжина ділянки текучості дорівнюють аналогічним показникам при розтягу. Але зруйнувати внаслідок стискання короткі зразки, виготовлені з пластичних металів, не вдається, оскільки зразок розплющується.

Робота металу при плоскому й об'ємному напружених станах. При складному напруженому стані роботу металу прийнято оцінювати через зведені напруження, обчислені за енергетичною теорією:

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - (\sigma_x \sigma_y + \sigma_x \sigma_z + \sigma_y \sigma_z) + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2)} ,$$

де σ_i, τ_{ij} ($i = x, y, z; j = z, y, x$) - відповідно нормальні й дотичні напруження,

або через головні напруження $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - (\sigma_1 \sigma_2 + \sigma_1 \sigma_3 + \sigma_2 \sigma_3)} .$$

Вид напруженого стану суттєво впливає на механічні характеристики металу. Напруження різних знаків сприяють розвитку пластичних деформацій, але погіршують характеристики міцності. Таким чином, складний напружений стан завжди призводить до погіршення експлуатаційних якостей металу.

Нерівномірний напружений стан. Негативно впливають на міцність конструкції концентратори напружень, якими є будь-які зміни форми зразка. У гладких зразках правильної форми напруження у всіх перерізах, достатньо віддалених від місця прикладення навантаження розтягу, розподіляються рівномірно, а силові лінії прямолінійні. Напружений стан у такому зразку одноосьовий.

Якщо в плоскому зразку створити отвори чи надрізи, лінії силового потоку будуть огинати нові межі. При цьому вони густішають поблизу концентраторів, що характеризує підвищення напружень. Відхилення силових ліній від прямої свідчить про наявність напружень, що діють у двох напрямках. У цьому випадку має місце двоосний напружений стан, який виникає внаслідок зміни контуру меж. Наявність поблизу концентраторів значного перевищення напружень над рівнем середніх значень і складного напруженого стану призводить до утворення тріщин у металі й крихкого руйнування. При цьому чим менший радіус кривизни концентратора, тим вищі рівні напружень поблизу нього. При концентраторі типу тріщини, коли радіус кривизни її вершини прямує до нуля, теоретично напруження можуть досягти нескінченно великих значень. Тому при конструюванні необхідно уникати гострих концентраторів, а спряження виконувати плавно. Під час розрахунку елементів конструкцій місцеві напруження поблизу концентраторів найчастіше не визначають. Граничні значення несучої здатності обчислюють за умовними середніми напруженнями, що допускається лише при використанні пластичних сталей, відносно плавних з'єднаннях і статичних навантаженнях. Старіння та пластичні деформації, які виникають під час холодної обробки металу, значно знижують його стійкість до дії концентраторів і складного напруженого стану.

Вплив температури. Вогнестійкість. Загальна тенденція залежності від температури механічних властивостей металів, що використовуються у будівництві, така: при зростанні температури зменшуються значення модуля пружності та меж текучості й міцності, а низькі температури підвищують крихкість сталі. Причому ці закономірності нелінійні. Так, нагрівання вуглецевої сталі до 200...250 °C мало змінює її механічні властивості. Але вже при 300...350 °C сталь набуває грубозернистої структури і стає крихкою (так звана синьоламкість). При цій температурі не рекомендується піддавати її пластичному деформуванню та ударним навантаженням. Подальше нагрівання сталі знову покращує її пластичність, але починають швидко зменшуватися межі текучості та міцності. Наприклад, при 500 °C ці показники зменшуються приблизно у 1,5 раза, а при 600...650°C настає температурна пластичність, тобто межа текучості й модуль пружності наближаються до нуля. Суттєве зменшення пластичних властивостей цих сталей спостерігається при охолодженні нижче -10 °C. При температурі нижче -45 °C сталь стає крихкою.

У низьколегованих сталей температурний діапазон, в якому механічні характеристики можна вважати сталими, ширший, ніж у маловуглецевих, і залежить від складу. Висока міцність матеріалу зумовлює відносно малі перерізи елементів конструкцій. Водночас метал володіє високою теплопровідністю, тому при пожежі несучі конструкції зі сталі та алюмінієвих сплавів швидко нагріваються до температури переходу металу в *пластичний стан* і настає руйнування. Отже, вогнестійкість сталевих конструкцій незначна, що є одним з їхніх недоліків.

У будівельній практиці вогнестійкість сталевих конструкцій підвищують найчастіше внаслідок ізоляції конструкції від безпосередньої дії вогню та швидкого нагрівання, влаштовуючи захисні теплоізоляційні шари з бетону, особливо з домішками перліту чи вермикуліту, синтетичних та інших матеріалів, завдяки личкуванню гіпсокартонними плитами, керамічними виробами тощо.

Робота металу при повторних та змінних навантаженнях.

Навантаження та розвантаження металу в межах пружності не зумовлює пластичних деформацій і графіки деформацій в обох випадках є прямолінійними і збігаються. Коли ж метал піддати пластичним деформаціям і розвантажити, то діаграма розвантаження піде паралельно до лінії пружних деформацій. Під час "відпочинку" внаслідок зрівноваження і перерозподілу деформацій у структурі металу між окремими зернами відновлюється незначна частина пластичних деформацій. Діаграма повторного завантаження піде паралельно лінії пружних деформацій і далі за діаграмою одноразового завантаження (рис. 2.4). Якщо розглядати лише діаграму повторного завантаження, то можна зазначити, що деформаційність металу зменшилася ($\varepsilon - \varepsilon_i \leq \varepsilon$), а умовна межа текучості зросла до рівня σ_i досягнутого при першому завантаженні. Це явище називається *наклепуванням металу* і використовується для підвищення показників міцності сталі. У металах, які не мають достатнього запасу пластичних деформацій, наклепування може зумовити крихке руйнування. Як побічне явище, наклепування спостерігається при всіх видах холодної обробки, пов'язаної з *пластичним деформуванням* металу (різання, пробивання отворів, гнуття). Багаторазові повторні завантаження до рівня напружень, вищих за межу пропорційності, але менших за межу міцності, зумовлюють накопичення пластичних деформацій і руйнування металу.

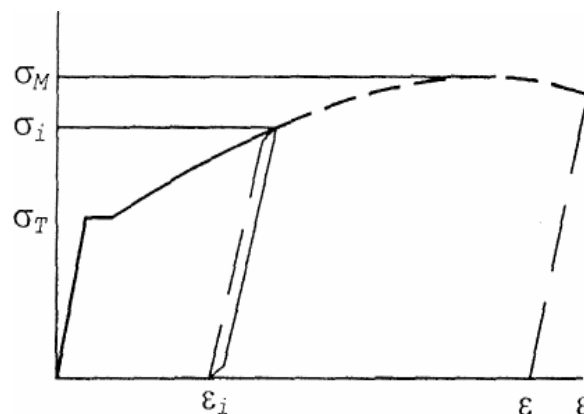


Рис. 2.4 - Діаграма одноразового завантаження та деформування сталі

Руйнування металу за повторних навантажень при напруженнях, нижчих за межу міцності, називається *втомою металу*, а напруження, при яких

відбувається руйнування,— *втомною*, чи *вібраційною міцністю*. Здатність металу протистояти такому руйнуванню називають *витривалістю*. При цьому важливе значення має рівень напружень, характер завантаження та інші фактори. Чим вищі напруження досягаються при завантаженні, тим швидше руйнується метал. Наприклад, при завантаженні вище межі текучості руйнування починається через кілька десятків або сотень циклів і має назву *пружно-пластичної малоциклової втоми*. Зразок, навантажений нижче межі текучості, витримує мільйони циклів навантаження. Руйнування металу від втоми має крихкий характер і відбувається у такій послідовності: біля дефектів кристалічної ґратки, порушень структури, концентраторів чи дефектів в окремих кристалах з'являються мікротріщини. Мікротріщини є дуже гострими концентраторами. Концентрації напружень біля них зумовлюють розростання мікротріщин у макротріщини. При подальших циклах завантаження макротріщини збільшуються аж до руйнування.

Враховуючи негативний вплив концентраторів напружень на втомну міцність металу, при конструюванні сталевих конструкцій необхідно всіма можливими засобами їх уникати або забезпечувати плавну зміну форми.

2.4. Сортамент сталі

Для сталевих конструкцій промисловість сьогодні постачає прокатні, пресовані, гнуті й гнутозварені профілі. Наявність готових профілів разом з їх машинною обробкою, механізованими і автоматизованими процесами з'єднання забезпечують індустріальне та швидке виготовлення сталевих конструкцій.

Перелік прокатних та інших профілів, у якому зазначені їх форма, розміри, допуски, характеристики металу, маси одиниці довжини профілю, геометричні характеристики перерізів, а також умови постачання, називається *сортаментом*.

Усі профілі за умовами використання поділяють на дві групи: профілі загального і спеціального призначення. Найбільш масові *профілі загального призначення*, які широко використовують у різних галузях промисловості та будівництві при найрізноманітніших силових впливах — розтягу, згинанні, стисканні та їх поєднаннях. До цієї групи належать двотаврові балки, швелери, кутники рівнополичкові і нерівнополичкові, труби круглі, прямокутні, квадратні, профілі таврові, Z-подібні, С-подібні, коритоподібні, листи, круг, квадрат, сталеві листи.

До *профілів спеціального призначення*, які використовують у будівництві, належать профілі, форма й розміри яких визначаються функціональним призначенням та особливостями конструкцій. Це гофровані профілі (профільовані настили для покрівель і стін), профілі вікон, дверей, ліхтарів, двотаврові балки для підвісного транспорту, кранові рейки.

Сталеві профілі отримують шляхом гарячого прокатування, холодного профілювання тонких листів та зварювання.

Сортаменти складають звичайно у порядку зростання основних розмірів профілів і оформляють у вигляді державних стандартів або відомчих технічних умов. Більшу частину профілів зі сталі (сортовий та профільний прокати, безшовні труби, листовий прокат тощо) виготовляють методом гарячого прокатування, яке є найдешевшим (за винятком труб) видом формоутворення.

Сортовий прокат поєднує кутники рівно- і нерівнополичкові, круглу, квадратну та стрічкову сталі. Профільний прокат — двотаври, швелери, таври тощо. З багатьох видів листового прокату в будівництві найбільше застосовують товстолистову та широколистову універсальну сталь.

Гнуті, в тому числі гофровані профілі відкритого типу виготовляють методом безперервного холодного профілювання з листової рулонної сталі. Замкнуті гнутозварні профілі виготовляють так само з подальшим зварюванням замикального шва струмами високої частоти. До них належать електрозварні труби круглого перерізу, профілі квадратного та

прямокутного перерізів. Профілі двох останніх типів дорожчі за прокатні. Винятком є електрозварні труби, які дешевші, ніж гарячекатані безшовні.

Зварні двотаврові профілі виготовляють з широколистової сталі на потокових лініях шляхом автоматичного електродугового зварювання.

У конструкціях з алюмінієвих сплавів найчастіше використовують прокатні, гнуті й пресовані профілі. Гарячим прокатуванням отримують листи. Кутники, таври, двотаври, швелери, труби та інші профілі (інколи дуже складної форми), як відкриті, так і закриті, найчастіше виготовляють гарячим пресуванням циліндричної заготовки через матрицю з отвором необхідної форми. Випускають також профілі, гнуті в холодному стані. Простий та дешевий процес пресування, а також великий асортимент зумовлюють найбільше використання пресованих профілів. Проектуючи будівельні сталеві конструкції, необхідно компонувати їх на весь об'єкт у цілому з найменшої кількості різних профілів.

При використанні в одній конструкції профілів однакового калібру, але різної товщини відміна за товщиною має становити не менше 2мм. Забороняється використовувати в одній конструкції профілі однакових розмірів, але з матеріалів різних марок.

З метою зменшення обсягів робіт, зумовлених сортуванням, складуванням, транспортуванням, правленням і обробкою металу, користуються скороченими сортаментами профілів загального призначення. Ці сортаменти складені на основі аналізу конструкцій масового будівництва. Вони містять перелік найбільш використовуваних профілів і при проектуванні їх застосовують в першу чергу.

2.5. Захист сталі від корозії

Корозія — це процес руйнування металу внаслідок хімічного, біохімічного чи електрохімічного впливу навколишнього середовища.

Розрізняють такі види корозії: атмосферна, в електролітах, у рідинах, які не є електролітами (наприклад, у бензині), ґрунтова, електрична (під впливом електричних, особливо блукаючих струмів), хімічна (при високих температурах у газах), контактна (коли між різними металами в місці контакту виникає різниця електричних потенціалів), щілинкова (у вузьких зазорах між різними деталями), біологічна (під впливом мікроорганізмів та продуктів їх життєдіяльності) та інші.

Для прогнозування довговічності сталевих конструкцій важливо знати характер корозійних руйнувань. Розрізняють суцільну корозію, яка може бути рівномірною або нерівномірною і місцеву, яка зосереджена на окремих ділянках. Місцева корозія може бути: плямами ($d > h$), виразками ($d \gg h$), піттингова або точкова ($d < h$), підповерхнева, міжкристалітна, внутрішньокристалітна. Найбільшу небезпеку становить міжкристалітна – та внутрішньокристалітна корозія які руйнують кристалічну ґратку і розважаються вглиб елемента.

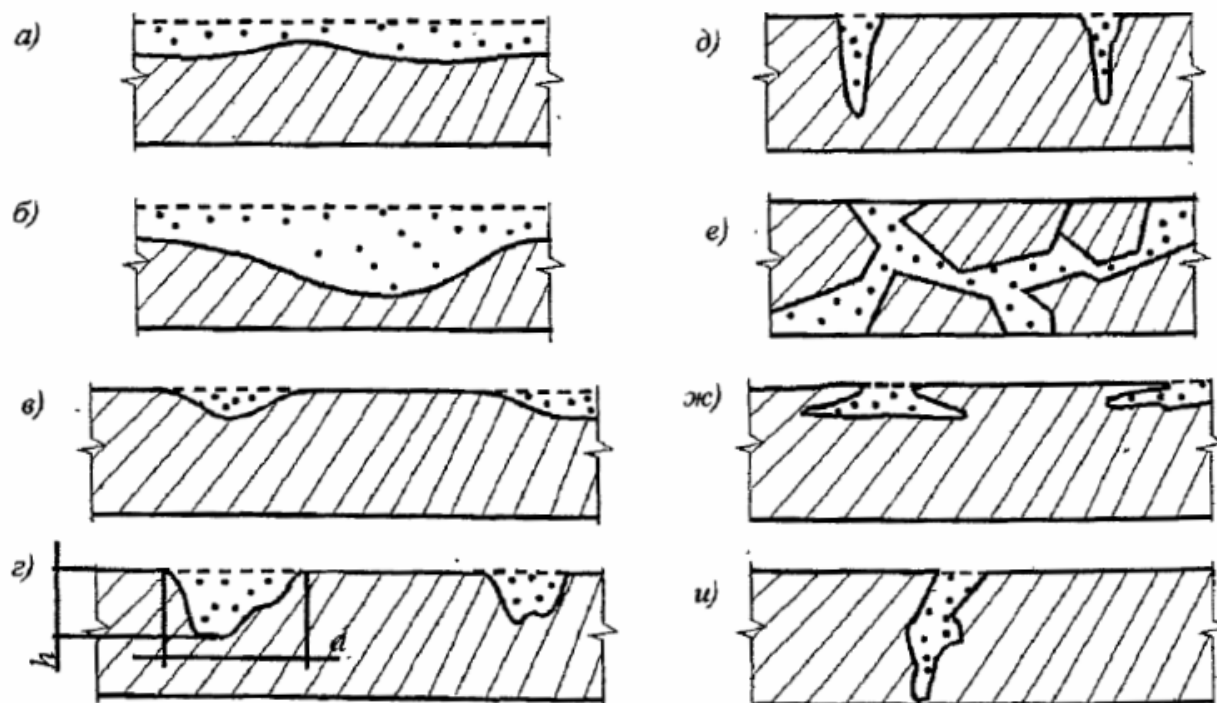


Рис.2.5 Види корозійного руйнування сталі:

а – рівномірне; б – нерівномірне; в – плямами; г – виразкове; д – пітингове; е – міжкристалітне; ж – підповерхневе; и – внутрішньокристалітне.

Швидкість корозії залежить від багатьох факторів, але вирішальними є вологість і наявність в навколишньому середовищі агресивних речовин. Волога створює передумови для електрохімічної корозії і пришвидшує цей процес. Розчинення складових компонентів металу, особливопилу адсорбованою вологою призводить до утворення водних розчинів електролітів і виникнення електричних потенціалів і струмів. Чим більша різниця потенціалів і сила струму, тим інтенсивніша корозія.

Забрудненість атмосфери додатково пришвидшує руйнування металу. В умовах відносно чистого повітря швидкість корозії невелика і становить близько 0,004 мм/рік; у містах швидкість корозії може досягати 0,03...0,06 мм/рік; у промислових центрах — 0,04...0,11 мм/рік; в умовах морського повітря, що містить велику кількість вологи і солей, — 0,07...0,16 мм/рік. У внутрішньоцеховій і загальнопромисловій атмосфері, де рівень забруднення значний, швидкість корозії ще вища.

Встановлено чотири ступені агресивності впливу середовища: *неагресивне* (швидкість корозії незахищеної сталевий поверхні до 0,01 мм/рік), *слабко агресивне* (0,01...0,05 мм/рік), *середньо агресивне* (0,05...0,1 мм/рік) та *сильно агресивне* (понад 0,1 мм/рік).

При температурах 0...+60 °C швидкість корозії майже незмінна, при вищих температурах через швидке випаровування вологи вона знижується. Дуже високі температури сприяють зростанню швидкості корозії внаслідок прискорення процесів окиснення та інших хімічних реакцій. Швидкість корозії сповільнюється при зниженні температури внаслідок замерзання води. При температурі -20 °C і нижче корозія практично припиняється.

Прискорює корозійні процеси і наявність напружень у металі. Оскільки деформовані місця мають нижчий потенціал, то між деформованими й недеформованими ділянками конструкцій виникає різниця

потенціалів, яка при наявності електроліту зумовлює швидку корозію. Так само різні потенціали мають метал і продукти його корозії.

Економічні збитки від усіх видів корозії дуже значні і цим пояснюється актуальність питань захисту металу від агресивних впливів.

Основним способом захисту сталевих конструкцій від корозії є захисні покриття лакофарбовими матеріалами і більш стійкими металами, в окремих випадках вводять відповідні домішки до складу сталі.

Захисні покриття виконують з природних (олійних) чи синтетичних (алкідних, меламінових, кремнійорганічних, епоксидних та інших) матеріалів, які утворюють щільну плівку, стійку до атмосферних і хімічних впливів. Перед нанесенням покриття обов'язково очищують поверхню металу від бруду, окалини, оксидів, вологи, наносять шар ґрунтівки, яка забезпечує надійне зчеплення захисного шару з поверхнею металу. Товщина покривних шарів визначається залежно від агресивності середовища і стійкості використовуваних матеріалів. Для слабо агресивних середовищ захисне покриття поновлюється не рідше через 8 років, для середньо агресивних – через 5 років, а для сильно агресивних – через 3 роки.

Існують і спеціальні, хоча і дорожчі способи захисту сталі: гаряче цинкування (занурюють готові елементи у розплавлений цинк), металізація (напилюванням тонкої плівки стійкого до корозії металу – цинку або алюмінію) або плакування (нанесенням шару алюмінію високої чистоти на поверхню сталевого виробу при прокатуванні).

Цинк окиснюється значно повільніше, ніж залізо. Якщо ж цинкова оболонка пошкоджується, то внаслідок нижчого електричного потенціалу цинк стає анодом. При електрохімічній корозії завжди в першу чергу руйнується метал з нижчим потенціалом (анод). Алюміній має ще нижчий потенціал. Тому він активніше захищає сталь від руйнування, ніж цинк. Окрім цього, на поверхні алюмінію виникає щільна плівка оксидів, яка герметичне прилягає до поверхні металу і тим самим запобігає окисненню як сталі, так і алюмінієвих сплавів.

Важливим фактором забезпечення корозійної стійкості конструкцій та їх елементів є правильне конструювання і в першу чергу вибір форми. Найбільші втрати від корозії спостерігаються у конструкціях покрівель (кроквяних фермах, прогонах, з'єднаннях), елементи яких мають тонкі стінки і велику площу горизонтальних поверхонь. Стійкіші до корозії колони, підкранові балки, елементи яких мають більшу товщину. Вища стійкість до корозії у цих випадках пояснюється також вертикальним положенням більшої частини елементів перерізу, що утруднює відкладення пилу. Пил адсорбує вологу з повітря і містить широкий спектр хімічних елементів та їх сполук, створюючи тим самим найсприятливіші умови для електрохімічної корозії.

Найвищу стійкість проти корозії мають замкнуті профілі, внутрішній об'єм яких загерметизований, наприклад, труби або гнутозварні профілі квадратного та прямокутного перерізу. Особливо відзначаються труби, на поверхні яких відкладається значно менше пилу. Найнесприятливішими є двотаври з широкими поличками, де можливі значні відкладення пилу, а також таврові перерізи, складені з двох кутників, у зазорі між якими практично неможливо виконати захист від корозії. На рис. наведені різні типи перерізів з позначенням інтенсивності корозії їхніх поверхонь. Якщо

В особливо несприятливих умовах (сильноагресивні середовища, високі температури тощо) доцільно використовувати спеціальні сталі, які містять домішки, що підвищують корозійну стійкість. Наприклад, мідь на 20...30 % підвищує корозійну стійкість у середовищі промислових підприємств, а в морському повітрі практично не впливає; марганець знижує корозійну стійкість на промислових підприємствах і дещо підвищує у морському повітрі; хром, нікель та інші легуючі компоненти суттєво підвищують її у більшості середовищ. Але при цьому слід зазначити, що зростання обсягів виплавлення легованих сталей стримується малими запасами легуючих компонентів та їх високою вартістю.

РОЗДІЛ 3. ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУЦІЙ

3.1. . Загальні положення. Групи граничних станів

Проектування металевих конструкцій починають з розробки об'ємно-планувальної та конструктивної схеми об'єкта і подальшого вибору розрахункової схеми. Розрахункова схема повинна відображати дійсні умови та враховувати всі основні особливості роботи конструкції. Слід зазначити, що для однієї конструкції можна створити декілька варіантів розрахункових схем.

Розрахункові схеми розрізняють за різними ознаками:

За розташуванням елементів і навантажень: просторові і плоскі, які отримують після поділу просторових на окремі частини;

За геометричними характеристиками елементів: стержневі, континуальні (пластини і оболонки), масивні тіла .

Слід також зазначити, що при виборі розрахункової схеми важливе значення мають не тільки урахування всіх елементів але і умови взаємодії між конструкцією і основою. У будівельній механіці як правило розглядають шарнірне і жорстке з'єднання конструкцій з основою. Всі вони можуть бути також і піддатливими., тобто припускати певні переміщення. Умови обпирання суттєво впливають на результати розрахунку.

Будівельними нормами [3] передбачені такі розрахункові схеми (моделі): окремі конструктивні елементи (розтягнуті і стиснуті стержні, балки, стояки і колони суцільного перерізу тощо);

плоскі або просторові системи, закріплені від перекосу (рис.3.1,а); розрахунок таких конструкцій виконують шляхом розрахунку окремих елементів з урахуванням їх взаємодії між собою і з основою;

плоскі або просторові системи, не закріплені від перекосу (рис.3.1,б); при розрахунку таких конструкцій поряд з перевіркою окремих елементів слід враховувати можливість досягнення граничного стану системи в цілому;

Листові конструкції (оболонки обертання сферичні, конічні, циліндричні), що перебувають у безмоментному напруженому стані.

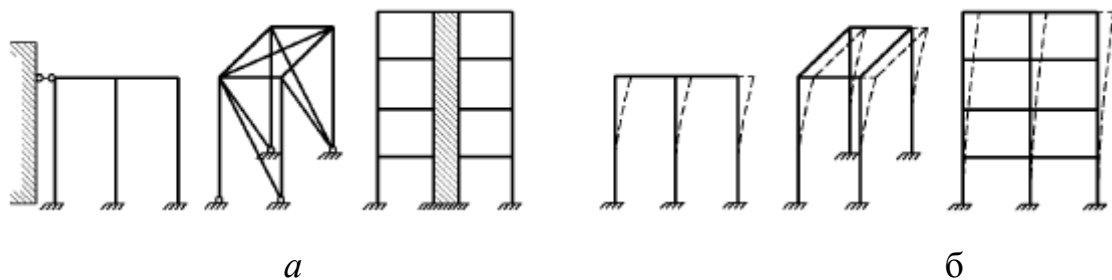


Рис.3.1. Розрахункові моделі несучих плоских і просторових стержневих систем закріплених (а) і не закріплених (б) від перекосу.

Вибір розрахункових схем, а також методів розрахунку металевих конструкцій є складною багатоваріантною задачею і реалізується за допомогою ЕОМ.

Групи граничних станів. Метою розрахунку будівельних конструкцій є забезпечення необхідних умов експлуатації будівлі чи споруди і достатньої їх міцності при найменших витратах матеріалів та праці на виготовлення, монтаж і експлуатацію, тобто найменшій зведеній вартості. Будівельні конструкції розраховують на силові та інші впливи за *граничними станами*, при яких будівеля або споруда перестає задовольняти тим вимогам, що до неї ставляться протягом усього терміну експлуатації, у тому числі і під час її зведення.

Граничні стани об'єднують у дві групи:

- *граничні стани першої групи* призводять до вичерпання несучої здатності конструкцій, зумовлюють їх непридатність до подальшої експлуатації;
- *граничні стани другої групи* зумовлюють непридатність конструкцій до нормальної експлуатації чи знижують їх довговічність внаслідок значного деформування.

Нормальною вважають експлуатацію, яка здійснюється відповідно до технологічних або побутових умов без обмежень, передбачених у нормах чи завданні на проектування. При граничних станах другої групи експлуатація конструкцій можлива тільки при встановленні відповідних обмежень.

Найпоширенішими граничними станами першої групи є: в'язке, крихке, втомне чи іншого характеру руйнування, спричинене силовими впливами; руйнування від одночасної дії силових факторів та несприятливих впливів зовнішнього середовища; загальна втрата стійкості форми; втрата стійкості положення; якісна зміна конфігурації; резонансні коливання; стани, при яких виникає необхідність припинити експлуатацію через текучість матеріалу, зсуви у з'єднаннях, повзучість, наявність тріщин у металевих конструкціях тощо.

До граничних станів другої групи належать: надмірні деформації або прогини, які перешкоджають ефективному використанню будівельних об'єктів або призводять до неприйнятних пошкоджень оздоблення або несучих конструкцій; переміщення, осідання, кути поворотів, коливання, викликають у людей відчуття дискомфорту або спричиняють утворення тріщин та надмірне їх розкриття.

Умову неруйнування конструкції за першою групою граничних станів можна записати у загальному виді так:

$$N_{max} \leq \Phi_{min}, \quad (3.1)$$

де N_{max} – максимальне зусилля у елементі конструкції (поздовжня або поперечна сила, згинальний або крутний момент) – є функцією навантажень і впливів; Φ_{min} – мінімальна несуча здатність елемента конструкції, що відповідає виду зусилля і яка є функцією форми і розмірів перерізу, фізико-механічних властивостей матеріалу, умов та особливостей роботи конструкції.

Надійність будівельних конструкцій забезпечується розрахунком, який повинен враховувати невідомі значення навантажень та їх поєднання, несприятливі впливи, можливі відхилення у механічних характеристиках матеріалів, а також умови експлуатації й особливості роботи конструкції. Розрахунок виконують на основі ідеалізованих припущень та розрахункових схем, які мають відображати дійсні передумови роботи конструкції. При необхідності враховують геометричну і фізичну нелінійність, деформаційні властивості матеріалів, просторову роботу конструкцій.

Під час монтажу і експлуатації на конструкції діють різні навантаження, зумовлені власною масою конструкцій та деталей, масою снігу та ожеледі,

технологічним обладнанням та масою матеріалів, що зберігаються, температурними та сейсмічними впливами тощо. Числові та якісні характеристики навантажень визначають нормативним документом ДБН В.2.2.1-2006. Навантаження і впливи [1] .

Значення навантажень, які діють на конструкцію у процесі її нормальної експлуатації наведені у будівельних нормах [1] або у технічному завданні на об'єкт будівництва, називають **характеристичними (або нормативними) навантаженнями**.

Характеристичне значення ваги конструкцій визначають за стандартами, робочими кресленнями, паспортами заводів-виробників або за проектними розмірами та питомою вагою матеріалів; снігові – за наведеними у нормах [1] значеннями, які отримані у результаті багаторічних снігомірних зйомок; від людей – з розрахунку можливого скупчення людей на одиниці площі тощо.

Внаслідок порушень у виготовленні, зберіганні, транспортуванні, монтажі та експлуатації конструкцій, а також природньої змінюваності самих навантажень їх фактичні значення можуть відрізнятись від нормативних. Так, навантаження від власної ваги залізобетонної балки може бути більшим за характеристичне через неточність її розмірів у процесі виготовлення або збільшення щільності бетону порівняно з проектною, навантаження від обладнання – під час його ремонту або переміщення, від людей – за їх масового скупчення при пожежах тощо.

Шляхом тривалих спостережень за роботою конструкцій та статистичної обробки їх результатів визначають можливі відхилення фактичного навантаження від його характеристичного (нормативного) значення. Це відхилення враховують у розрахунках **коефіцієнтом надійності за навантаженням γ_f** , який призначається будівельними нормами [1] і залежить від виду навантаження та тривалості його дії, призначення та умов експлуатації будівлі.

Розрахункові значення навантажень визначаються множенням характеристичних значень на коефіцієнт надійності за навантаженням

$$F = F_i \gamma_f. \quad (3.2)$$

Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f встановлюється для кожного виду навантаження: від ваги конструкцій, снігу, вітру, ожеледі тощо. Чим більше ймовірність змінюваності навантаження, тим більше значення γ_f . Наприклад, порівняно з проектними (нормативними) значеннями маса ізоляційних, вирівнювальних та опоряджувальних шарів (плит, матеріалів у рулонах, засипок тощо), виконаних в умовах будівельного майданчика, може змінюватися у ширших межах, ніж тих самих шарів, виконаних у заводських умовах. Тому в першому випадку значення коефіцієнта надійності за навантаженням вищі, ніж у другому (відповідно $\gamma_f = 1,3$ і $\gamma_f = 1,2$). Це ж стосується маси несучих конструкцій, які загалом мають менші відхилення маси, ніж ізоляційні шари. Найменші відхилення спостерігаються для металевих конструкцій, що виготовляються на основі прокатних профілів чи листів з найменшими допусками до лінійних розмірів. Так, наприклад, для металевих конструкцій у яких зусилля від власної ваги менші 50 % $\gamma_f = 1,05$. Для залізобетонних, кам'яних, армокам'яних конструкцій, допуски на розміри яких ширші, значення коефіцієнта вище: $\gamma_f = 1,1$. Високими є також значення коефіцієнта надійності для навантажень, зумовлених атмосферними явищами – вітром, снігом, ожеледдю, та для навантажень, які виникають під час транспортування і монтажу конструкцій.

Для першої групи граничних станів пов'язаних з екстремальною ситуацією, яка може виникнути тільки один раз у період експлуатації конструкції використовують **граничні розрахункові значення навантажень**, вихід за межі яких призводить до повної непрацездатності конструкції. Для другої групи граничних станів пов'язаних з порушенням або утрудненням умов нормальної експлуатації використовують здебільшого **експлуатаційні розрахункові значення навантажень**, вихід за межі яких допускається певну кількість разів протягом строку експлуатації конструкції.

При одночасній дії кількох навантажень, різних за походженням, розрахунок конструкцій виконують на дію найнесприятливішого їх поєднання. При цьому, враховуючи ймовірність одночасної дії найневигодніших значень

окремих навантажень, вводять **коефіцієнт сполучення** $\psi \leq 1$, значення якого відображає ймовірність одночасного перевищення кількома навантаженнями їхніх розрахункових значень.

Основними характеристиками міцності матеріалів є **нормативні опори** R_n , які встановлені будівельними нормами [3]. Значення нормативних опорів R_{yn} та R_{un} сталей приймають відповідно за границею текучості σ_y або границею міцності σ_u залежно від характеру роботи конструкції і властивостей сталі. Нормативні опори встановлюються на підставі статистичної обробки результатів випробовувань стандартних зразків із забезпеченістю значень не менше 0,95. Це означає, що кількість випадкових відхилень з нижчими значеннями міцності (бракувальних характеристик) при випробовуваннях зразків не перевищує 5% (50 зразків з 1000). Можливі відхилення значень міцності матеріалів у несприятливий бік, які впливають на надійність конструкції враховують **коефіцієнтом надійності за матеріалом** γ_m , який залежить від матеріалу, статистичної мінливості його фізико-механічних властивостей, а також інших факторів (характеру руйнування, розмірів та допусків виробів тощо). Нормативні опори R_n , поділені на коефіцієнтом надійності за матеріалом γ_m мають назву **розрахункових опорів** за границею текучості R_y або границею міцності R_u :

$$R_y = \frac{R_{yn}}{\gamma_m} \text{ або } R_u = \frac{R_{un}}{\gamma_m}. \quad (3.3)$$

Врахування можливих відхилень від передбачуваних умов роботи конструкції (характер і тривалість зовнішнього навантаження, його багаторазове повторення, вологісні і температурні режими експлуатації, агресивність середовища, розміри перерізу конструкції, способи її виготовлення та інші факторів), які мають систематичний характер і не знайшли відображення у розрахунках здійснюють введенням **коефіцієнта умов роботи** γ_c . Значення коефіцієнтів умов роботи γ_c встановлені на підставі експериментальних та теоретичних досліджень роботи конструкції у реальних умовах і наведені у нормах [3]. Коефіцієнти умов роботи використовують для коригування розрахункових опорів матеріалів (множенням їх на γ_c).

Рівень відповідальності будівель та споруд, а також масштаб можливих матеріальних збитків та соціальних втрат, пов'язаних з припиненням експлуатації або руйнуванням об'єкта, **враховують коефіцієнтом надійності за відповідальністю γ_n** , який регламентується ДБН В.1.2-14:2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ» [4] та ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008 «Система надійності та безпеки у будівництві. Основи проектування конструкцій». Встановлено три класи відповідальності за рівнем наслідків відмови конструкції (див. табл.3.1).

До класу відповідальності ССЗ належать будівлі та споруди, що мають особливо важливе значення, тобто будь-які порушення цих об'єктів призводять до значних господарських та (або) соціальних наслідків. Це об'єкти нафто- і газодобувної, хімічної, вугільної та інших галузей промисловості небезпечні щодо пожежі та вибуху; об'єкти гідро-, тепло- та атомної енергетики; будівлі та споруди великих залізничних і аеровокзалів; житлові і громадські споруди висотою понад 100 метрів, театри, лікарні, тощо; будівлі музеїв, державних архівів, національних історичних і культурних цінностей; видовищні об'єкти з масовим перебуванням людей; великі лікарні та заклади охорони здоров'я; універсами та великі торговельні підприємства; будівлі університетів, інститутів, шкіл тощо. Для об'єктів класу відповідальності ССЗ необхідно приймати коефіцієнт надійності за відповідальністю $\gamma_n = 1,0 \dots 1,25$.

Таблиця 3.1

Клас і характеристики наслідків від відмови будівлі або споруди.

Клас	Характеристики можливих наслідків від відмови будівлі або споруди			
наслідків (відповідальності)	Можлива небезпека для здоров'я і життя людей, кількість осіб	Обсяг можливого економічно-	Втрата об'єктів культурної	Припинення функціонування комунікацій транс-

	які постійно перебувають на об'єкті	які періодично перебувають на об'єкті	які перебувають поза об'єктом			
СС3 значні наслідки	понад 300	понад 1000	понад 50000	понад 150000	національного значення	загально-державний
СС2 середні наслідки	від 20 до 300	від 50 до 1000	від 100 до 50000	від 2000 до 150000	місцевого значення	регіональний, місцевий
СС1 незначні наслідки	до 20	до 50	до 100	до 2000	-	-
<i>Примітка.</i> Вважається, що на об'єкті постійно є люди, якщо вони перебувають там не менше ніж вісім годин на добу і не менше ніж 150 днів на рік. Людьми, які періодично відвідують об'єкт, вважаються ті, що перебувають там не більше трьох годин на добу. Небезпекою для життєдіяльності людей є						

Будівлі та споруди класу відповідальності СС2 – це об'єкти, втрата яких супроводжується середніми наслідками. Це об'єкти металургійної, машинобудівної, оборонної та інших видів промисловості; ємності для нафти і нафтопродуктів; великі готелі та гуртожитки; будівлі видовищних і спортивних підприємств, підприємств торгівлі, громадського харчування, установи охорони здоров'я; будівлі громадського та житлового призначення висотою від 73,5 до 100 метрів тощо (коефіцієнт надійності за відповідальністю $\gamma_n = 0,975 \dots 1,1$).

Будівлі та споруди класу відповідальності СС1 – це всі об'єкти промисловості та сільського господарства і громадські споруди, тимчасові об'єкти матеріальні та соціальні збитки від руйнування яких мають помірні

наслідки із коефіцієнтом відповідальності $\gamma_n = 0,95 \dots 1,0$, а для тимчасових будівель $\gamma_n = 0,8$.

Клас відповідальності унікальних будівель і споруд визначається на основі експертних оцінок. Це будівлі з постійним перебуванням великої кількості людей (понад 1000) - вокзали, аеропорти, виставкові та концертні зали; висотні будівлі та споруди при відношенні висоти до його ширини 5 і більше та споруди великих прольотів (коефіцієнт надійності за відповідальністю $\gamma_n = 1,2 \dots 1,5$).

Коефіцієнти γ_n , як правило, використовують для коригування розрахункових значень навантажень (множенням їх на γ_n) залежно від типу розрахункової ситуації (стала, перехідна або аварійна) та категорії відповідальності конструкції (А,Б або В).

Таким чином, умова неруйнування металевої конструкції за вимогами першої групи граничних станів має такий вигляд:

$$N(F_i \gamma_f, \psi, \gamma_n) \leq \Phi(S, \frac{(R_{yn} \text{ або } R_{un})}{\gamma_m}, \gamma_c), \quad (3.4)$$

де N – розрахункове зусилля, визначене за розрахунковим граничним значенням навантаження $F_i \gamma_f$ з урахуванням коефіцієнтів сполучень ψ та надійності за відповідальністю конструкції γ_n ;

Φ – несуча здатність, що залежить від геометричних характеристик перерізу S , нормативного опору сталі R_{yn} або R_{un} та відповідних коефіцієнтів надійності за матеріалом γ_m та умов роботи γ_s .

При дотриманні нерівності (3.4) несуча здатність конструкції буде забезпечена.

Так, для розтягнутого елемента умова виглядає так:

$$N \leq A_n R_y \gamma_c \quad (3.5)$$

де N – розрахункове зусилля розтягу з урахуванням коефіцієнтів ψ та γ_n ; A_n – площа поперечного перерізу елемента нетто; R_y – розрахунковий опір сталі за границею текучості.

Для практичних розрахунків така ж умова має вигляд: ,

$$\frac{N}{A_n} \leq R_y \gamma_c \quad (3.6)$$

Для другої групи граничних станів пов'язаних з умовами нормальної експлуатації, деформації конструкції або її елемента Δ (переміщення, прогини, параметри коливань тощо) не повинні перевищувати гранично допустимих величин $[\Delta]$, які встановлені нормами або проектним завданням. Умову розрахунку конструкції за другою групою граничних станів можна записати так:

$$\Delta \leq [\Delta], \quad (3.7)$$

де Δ - деформації конструкції або елемента (функція навантажень і впливів): $[\Delta]$ – гранично допустимі нормами (або проектним завданням) деформації, виходячи з умов нормальної експлуатації (функція конструкції і її призначення).

При встановленні значень $[\Delta]$ враховують нормальні умови праці та перебування у приміщеннях людей, роботи транспорту і технологічного обладнання, цілісність огорожувальних елементів та призначення конструкцій.

Слід зауважити, що граничні стани другої групи ускладнюють нормальну експлуатацію конструкцій або знижують їх довговічність але не призводять виникнення аварійних ситуацій. Тому розрахунок для другої групи граничних станів виконують за експлуатаційними значеннями навантажень, вихід за межі яких допускається певну кількість разів протягом всього терміну експлуатації конструкції.

Розвиток методу розрахунку за граничними станами полягає в удосконаленні параметрів розрахункових формул, що характеризують залежність між навантаженням і напруженням, та прийомів розрахунку конструкцій і споруд; виявленні нових граничних станів і особливостей їх виникнення та уточненні значень коефіцієнтів ψ , γ_c , γ_f , на підставі статистичної обробки існуючих даних будівельної практики і досліджень; визначенні впливу різних умов експлуатації та розробці більш досконалих кон-

структивних рішень з урахуванням цих впливів, поглибленому вивченні властивостей матеріалів при різних напружених станах і впливах і уточненні значень γ_n , γ_m .

3.2. Навантаження і впливи

Класифікація навантажень і впливів. За походженням розрізняють такі навантаження і впливи:

- навантаження від власної ваги конструкцій;
- технологічні навантаження (вага технологічного обладнання, складованих матеріалів, тиск рідин, газів, сипучих матеріалів тощо);
- атмосферні впливи (снігові, вітрові, ожеледні);
- температурні кліматичні впливи;
- монтажні навантаження;
- сейсмічні і вибухові впливи;
- аварійні (різке порушення технологічного процесу, руйнування обладнання, обриви ліній електромереж тощо).

Залежно від характеру прикладання сил у часі розрізняють *статичні* і *динамічні*. Багато конструкцій (підкранові балки, резервуари, бункери, вантові та висячі покриття, оболонки, антенні полотна, щогли, башти тощо) зазнають дії навантажень, які багаторазово (мільйони разів) змінюють в часі значення або значення і напрямок. Такі навантаження називають *повторно-змінними*. Це коливання конструкцій від пульсація вітрового тиску, заповнення рідини у резервуари і її зливання, завантаження сипучого матеріалу у бункери і розвантаження тощо.

Відповідно до діючих будівельних норм навантаження та впливи поділяють на *механічні та немеханічної природи*. Механічні навантаження розглядаються як сукупність сил, прикладених до конструкції або як вимушені переміщення і деформації елементів конструкції. Ці навантаження відносять до *прямих впливів* і враховують у розрахунку безпосередньо.

Впливи немеханічної природи (агресивних рідких та газоподібних середовищ, радіоактивних проникних випромінювань тощо), змінюють властивості матеріалу (наприклад, знижують ударну в'язкість при радіаційному впливі), змінюють конструктивні характеристики елементів (зменшення товщини елементів, підвищення концентрації напружень при корозії) і у підсумку впливають на несучу здатність і довговічність конструкції. Такі впливи називають *непрямими* і враховують у розрахунку опосередковано.

Залежно від причин виникнення навантаження і впливи поділяються на *основні* (ті що з'являються як результат природних та технологічних процесів) та *епізодичні* (як небажаний результат людської діяльності або несприятливого збігу обставин).

Всі типи навантажень за тривалістю дії поділяють на *постійні* (власна вага конструкцій, тиск ґрунту тощо), що діють протягом всього строку експлуатації конструкції T_{ef} і *змінні*.

Встановлений термін експлуатації будівлі та її конструкцій, T_{ef} – це розрахунковий термін функціонування об'єкта, що визначається, відповідно до норм, під час проектування та узгоджується замовником на підставі техніко-економічних розрахунків з урахуванням умов і режиму експлуатації.

Орієнтовне значення встановлених термінів експлуатації будівель наведено у табл.3.2.

Таблиця 3.2

Орієнтовні терміни експлуатації будівель і споруд T_{ef} , [1]

Найменування	Значення T_{ef} , у роках
Будівлі:	
житлові і громадські	100
виробничі і допоміжні	60
складські	60
сільськогосподарські	50

мобільні збірно-розбірні	20
мобільні контейнерні	15
Інженерні споруди:	
резервуари для води	80
резервуари для нафти і нафтопродуктів	40
резервуари для хімічної промисловості	30
башти і щогли	40
димові труби	30

Змінні навантаження і впливи поділяються на *тривалі*, *короткочасні* та *епізодичні*. Залежно від тривалості безперервної дії на конструкцію змінні навантаження розглядаються як *тривалі* (для яких тривалість може наближатися до встановленого терміну експлуатації конструкції T_{ef}) та *короткочасні* (для тривалість дії яких набагато менша від терміну служби конструкції $T \ll T_{ef}$).

До *змінних тривалих навантажень* відносять: вагу тимчасових перегородок, підливок та підбетонів під обладнання; вагу стаціонарного обладнання: верстатів, апаратів, моторів, місткостей, тощо, а також вагу речовин, що заповнюють обладнання; тиск газів, рідин та сипучих тіл у місткостях та трубопроводах; навантаження на перекриття від складованих матеріалів і стелажного обладнання у складських приміщеннях, холодильниках, зерносховищах, книгосховищах, архівах та подібних спорудах; вертикальні навантаження від мостових та підвісних кранів з пониженими значеннями; снігові навантаження з пониженими значеннями тощо.

До *змінних короткочасних навантажень* належать: навантаження від устаткування, що виникають у пускозупинному, перехідному та випробувальному режимах, а також під час його ремонту чи заміни з; вага людей, ремонтних матеріалів у зонах обслуговування та ремонту устаткування з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями; навантаження від людей, худоби, устаткування на перекриття житлових, громадських та сільськогосподарських будівель з граничними чи експлуатаційними

розрахунковими значеннями; навантаження від рухомого підйомно-транспортного устаткування (навантажувачів, електрокарів, кранів-штабелерів, тельферів), а також від мостових та підвісних кранів; снігові, вітрові, ожеледні навантаження; навантаження, що виникають при виготовленні, зберіганні та перевезенні, а також при монтажі конструкцій.

Епізодичне навантаження – навантаження, яке реалізується надзвичайно рідко (один чи декілька разів протягом терміну служби споруди) і тривалість дії якого обмежується в часі коротким терміном. Як правило, епізодичними є аварійні навантаження і впливи. До епізодичних навантажень відносяться сейсмічні й вибухові навантаження, а також впливи, пов'язані з деформаціями землі (наявність підроблювальних територій, карстові явища, осідання ґрунту). Характеристичні і розрахункові значення епізодичних навантажень визначаються спеціальними нормативними документами.

Згідно з нормами [1] залежно від характеру навантажень та мети розрахунку використовуються чотири види розрахункових значень навантажень: *граничне, експлуатаційне, циклічне, квазіпостійне*.

Граничне значення навантаження - відповідає екстремальній ситуації, яка може виникнути не більш як один раз протягом терміну експлуатації конструкції T_{ef} , та використовується для перевірки граничних станів першої групи, вихід за межі яких еквівалентний повній втраті працездатності конструкції. Отже, граничне навантаження по суті є найбільшим можливим навантаженням за весь час експлуатації конструкції, перевищення якого призведе до руйнування конструкції. При цьому передбачається, що рівень граничного розрахункового значення вибраний таким, щоб на протязі встановленого терміну служби T_{ef} він не перевищувався жодного разу.

Експлуатаційне - характеризує умови нормальної експлуатації конструкції. Як правило, експлуатаційне розрахункове значення використовується для перевірки граничних станів другої групи, пов'язаних з труднощами нормальної експлуатації (виникнення неприпустимих переміщень конструкції, неприпустимі вібрація та велике розкриття тріщин у залізобетонних конструкціях тощо).

Циклічне - використовується для розрахунків конструкцій на витривалість від дії випадкових змінних навантажень (виникнення руйнування утоми від дії багаторазових повторно-змінних навантажень).

Квазіпостійне - навантаження з пониженим значенням, яке використовується для врахування повзучості матеріалів та інших реологічних процесів, що відбуваються під дією змінних довготривалих навантажень.

До *постійних навантажень* відносять: вагу частин споруд, у тому числі вагу несучих та огорожувальних конструкцій; вагу та тиск ґрунтів (насипів, засипок), гірничий тиск; зусилля від попереднього напруження, що зберігаються у конструкції чи в основі, попереднього напруження.

Прийнята класифікація навантажень забезпечує можливість розрахунку будівельних конструкцій з урахуванням необхідних розрахункових ситуацій та граничних станів, а саме:

а) перевірку міцності, стійкості та інших критеріїв несучої здатності при одноразовому навантаженні в екстремальних умовах експлуатації (аварійна розрахункова ситуація або стабільна чи перехідна розрахункова ситуація, що може реалізуватися обмежене число разів за строк служби споруди);

б) перевірку жорсткості та тріщиностійкості в режимі нормальної експлуатації (стабільна розрахункова ситуація);

в) перевірку витривалості при повторних навантаженнях (стабільна розрахункова ситуація);

г) урахування повзучості матеріалів та інших реологічних процесів при дії постійних і довготривалих навантажень (стабільна розрахункова ситуація).

Всі вищезазначені види навантажень у розрахунках слід застосовувати у відповідності із табл. 3.3. Буквами вказано перелічені 3 типи розрахунків, для виконання яких використовуються ті чи інші види розрахункових значень.

Використання видів навантажень за типом розрахунку

Розрахункове значення	Основні			Епізодичні
	Постійні	Змінні		
		Тривалі	Короткочасні	
Експлуатаційне	б, г	б	б	
Граничне	а	а	а	а
Циклічне		в	в	
Квазіпостійне		г		

Сполучення навантажень. При розрахунку споруди припускається, що на неї діють одночасно всі можливі навантаження або їх певна комбінація, що спричиняє найнебезпечнішу для конструкції дію. На основі багатопланового аналізу одночасної дії змінних навантажень та можливості появи різних схем їх прикладання нормами [1] передбачено два види сполучень навантажень: *основне* й *особливе*. Мала ймовірність одночасного впливу на споруду розрахункових значень декількох навантажень враховується множенням розрахункових значень навантажень, що увійшли у сполучення, на коефіцієнт сполучення $\psi \leq 1$.

Коефіцієнти сполучень, що враховуються при розрахунках, наведені у табл. 3.4.

Коефіцієнти сполучень ψ для навантажень

Сполучення навантажень	Коефіцієнт сполучень ψ			
	постійних	тривалих	короткочасних	епізодичних
Основні:				
Постійні + одне тривале	1,0	1,0	-	-
Постійні + одне короткочасне	1,0	-	1,0	-
Постійні + тривалі + короткочасні*	1,0	0,95	0,9*	-
Аварійні	1,0	0,95	0,8	1,0
* При врахуванні трьох та більше короткочасних навантажень їхні розрахункові значення допускається множити на коефіцієнт сполучення $\psi_2 = 1,0$ - для першого за ступенем впливу короткочасного навантаження , 0,8 - для другого , 0,6 - для решти .				

Для основних сполучень, що включають постійні та не менш ніж два змінні навантаження, останні приймаються з коефіцієнтом сполучень $\psi_1=0,95$ для тривалих навантажень і $\psi_2=0,90$ для короткочасних навантажень. Для аварійних сполучень, що включають постійні та не менш як два змінні навантаження, останні приймаються з коефіцієнтом сполучення $\psi_1=0,95$ для тривалих навантажень і $\psi_2=0,80$ для короткочасних навантажень. Аварійне навантаження приймається з коефіцієнтом сполучень $\psi_1=1,00$.

Складаючи будь-які сполучення, тимчасове навантаження враховують тільки в тому випадку, коли воно несприятливо впливає на роботу конструкції та коли його наявність реально можлива.

Особливості врахування деяких навантажень розглянемо більш детально.

Постійні навантаження. Постійне навантаження – навантаження, яке діє практично не змінюючись протягом терміну служби споруди. Характеристичні значення постійних навантажень визначають за проектними значеннями конструктивних параметрів та геометричних розмірів, або за паспортними даними підприємств-виготовлювачів, або за наведеними у нормах проектування значеннями.

Граничне розрахункове значення ваги конструкцій визначається множенням характеристичного значення на коефіцієнт надійності за граничним навантаженням γ_{fm} , (табл. 3.5.) Коефіцієнти надійності за навантаженням для експлуатаційного γ_{fe} і квазіпостійного γ_{fp} значень слід приймати такими, що дорівнюють 1,0.

Тимчасові навантаження. Навантаження від людей, тварин, устаткування, виробів, матеріалів, тимчасових перегородок діють на перекриття будинків і підлоги на ґрунтах. Навантаження від устаткування (у тому числі трубопроводів, транспортних засобів), складованих матеріалів і виробів встановлюються в будівельному завданні на підставі прийнятих технологічних рішень. До складу навантаження від ваги устаткування включають власну вагу установки чи машини (у тому числі приводу, постійних пристосувань, опорних пристроїв, підливок і підбетонів), вагу ізоляції, заповнювачів устаткування, можливих при експлуатації, найважчої оброблюваної деталі, вагу транспортованого вантажу тощо. Навантаження від устаткування на перекриття і підлоги на ґрунтах необхідно приймати залежно від умов його розміщення і можливого переміщення при експлуатації.

Табл. 3.5

Коефіцієнт надійності за граничним навантаженням γ_{fm}

Конструкції споруд та вид ґрунтів	γ_{fm}
Конструкції металеві, у яких зусилля від власної ваги: менші 50 %	1,05
дорівнюють або перевищують 50 %	1,10
Конструкції бетонні (з середньою густиною понад 1600	1,10

кг/м ³), залізобетонні, кам'яні, армокам'яні, дерев'яні	
Конструкції бетонні (з середньою густиною 1600 кг/м ³ і менше), ізоляційні, вирівнювальні та опоряджувальні шари (плити, матеріали у рулонах, засипки, стяжки тощо), виконані:	
у заводських умовах	1,20
на будівельному майданчику	1,30
Ґрунти:	
у природному заляганні	1,10
насипні	1,15

Характеристичне значення ваги устаткування, у тому числі трубопроводів визначати на підставі стандартів або каталогів, а для нестандартного устаткування – на підставі паспортних даних заводів-виробників або робочих креслень. Коефіцієнти надійності за навантаженням γ_{fm} для граничного значення ваги устаткування наведено в табл. 3.6.

Таблиця 3.6

Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_{fm} для граничного значення ваги устаткування

Вага	γ_{fm}
Стаціонарного устаткування	1,05
Ізоляції стаціонарного устаткування	1,20
Заповнювачів устаткування (у тому числі резервуарів і трубопроводів):	
рідин	1,00
суспензій, шламів, сипучих тіл	1,10
Навантажувачів і електрокарів з вантажем	1,20

Характеристичні значення рівномірно розподілених тимчасових навантажень на плити перекриттів, східці і підлоги наведено в табл. 3.7.

Характеристичні значення рівномірно розподілених тимчасових
навантажень

Будівлі та приміщення	Характеристичні значення навантажень, кПа (кгс/м ²)
1 Квартيري житлових будинків; спальні приміщення дитячих дошкільних закладів і шкіл-інтернатів; житлові приміщення будинків відпочинку і пансіонатів, гуртожитків і готелів; палати лікарень і санаторіїв; тераси	1,5 (150)
2 Службові приміщення адміністративного, інженерно-технічного, наукового персоналу організацій і установ; класні приміщення установ освіти; побутові приміщення (гардеробні, душові, умивальні, вбиральні) промислових підприємств і громадських будівель і споруд	2,0 (200)
3 Кабінети і лабораторії установ охорони здоров'я; лабораторії установ освіти, науки; приміщення електронно-обчислювальних машин; кухні громадських будівель; технічні поверхи; підвальні приміщення	Не менш 2,0 (200)
4 Зали:	
а) читальні	2,0 (200)
б) обідні (у кафе, ресторанах, їдальнях)	3,0 (300)
в) зборів і нарад, чекання, видовищні і концертні, спортивні	4,0 (400)
г) торгові, виставкові та експозиційні	Не менш 4,0 (400)
5 Книгосховища, архіви	Не менш 5,0 (500)
6 Сцени видовищних установ	Не менш 5,0 (500)

Будівлі та приміщення	Характеристичні значення навантажень, кПа (кгс/м ²)
7 Трибуни:	
а) із закріпленими сидіннями	4,0 (400)
б) для глядачів, що стоять	5,0 (500)
8 Горищні приміщення	0,7 (70)
9 Покриття на ділянках:	
а) з можливим скупченням людей (що виходять з виробничих приміщень, залів, аудиторій тощо)	4,0 (400)
б) що використовуються для відпочинку	1,5 (150)
в) інших	0,5 (50)
10 Балкони (лоджії) з урахуванням навантаження:	
а) смугового рівномірного на ділянці завширшки 0,8 м уздовж огороження балкона (лоджії)	4,0 (400)
б) суцільного рівномірного на площі балкона (лоджії), вплив якого більш несприятливий, ніж обумовлений у поз.10,а	2,0 (200)
11 Ділянки обслуговування і ремонту устаткування у виробничих приміщеннях	Не менш 1,5 (150)
12 Вестибулі, фойє, коридори, сходи (з проходами до них), що прилягають до приміщень, зазначених у позиціях:	
а) 1, 2 і 3	3,0 (300)
б) 4, 5, 6 і 11	4,0 (400)
в) 7	5,0 (500)
13 Перони вокзалів	4,0 (400)
14 Приміщення для худоби:	
дрібної	Не менш 2,0 (200)
великої	Не менш 5,0

Будівлі та приміщення	Характеристичні значення навантажень, кПа (кгс/м ²)
	(500)

Коефіцієнти надійності за навантаженням γ_{fm} для рівномірно розподілених навантажень слід приймати: при характеристичному значенні менш ніж 2,0 кПа (200 кгс/м²) – 1,3 ; при характеристичному значенні 2,0 кПа (200 кгс/м²) і більше – 1,2 .

Снігові навантаження. Снігові навантаження визначають за наведеними у нормах значеннями, які отримані у результаті багаторічних снігомірних зйомок (ваги снігового покриву). Україна розташована у II мікрокліматичному районі (помірний клімат) і поділена на 6 снігових районів (див.рис.3.1).

Відповідно до норм снігове навантаження є змінним навантаженням, граничне розрахункове значення якого належить до короткочасних і визначається на 1 м² площі горизонтальної проекції покриття (конструкції) за формулою:

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C , \quad (3.7)$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження, що визначається за табл. 3.8 залежно від середнього періоду повторюваності T , років:

Таблиця 3.8

Коефіцієнти γ_{fm} для снігового навантаження

T , років	5	10	20	40	50	60	100	150	200
γ_{fm}	0,55	0,59	0,83	0,96	1,00	1,04	1,14	1,22	1,26

Проміжні значення коефіцієнта γ_{fm} визначаються лінійною інтерполяцією.

S_0 – характеристичне значення снігового навантаження (в Па), що дорівнює вазі снігового покриву на 1 квадратний метр поверхні ґрунту, яке може бути перевищене у середньому один раз за 50 років. Характеристичне значення снігового навантаження S_0 визначається залежно від снігового району території України (рис. 3.1) або за додатком Е норм [1]. Нормами допускається (при обґрунтуванні) визначати значення снігового навантаження S_0 шляхом статистичної обробки результатів снігомірних зйомок.

Коефіцієнт C визначається за формулою:

$$C = \mu C_e C_{alt} \quad (3.8)$$

де μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, що враховує зсипання, здування та перенос снігу під дією вітру, і приймається залежно від форми покрівлі і схеми розподілу снігового навантаження, профілю будівлі (додаток Д.2.7 норм [1]).

C_e – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі на накопичення снігу (очищення, танення тощо) і може прийматись 0,8 для неутеплених покрівель будівель з підвищеною тепловіддачею при ухилах покрівлі понад 3 % і забезпечення відводу талої води, в інших випадках приймається за 1.0;

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти, що використовується для об'єктів, розташованих у гірській місцевості і враховує висоту H (в кілометрах) розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря. Визначається як $C_{alt} = 1,4H + 0,3$ ($H > 0,5$ км); $C_{alt} = 1,0$ ($H < 0,5$ км).



Рисунок 3.1. Карта районування території України за характеристичними значеннями ваги снігового покриву

Для об'єктів масового будівництва допускається середній період повторюваності T приймати таким, що дорівнює встановленому строку експлуатації конструкції T_{ef} .

Якщо об'єкт будівництва мають підвищений рівень відповідальності, для яких технічним завданням встановлена імовірність P неперевіщення (забезпеченість) граничного розрахункового значення снігового навантаження протягом встановленого терміну служби, середній період повторюваності граничного розрахункового значення снігового навантаження обчислюється за формулою:

$$T = T_{ef} K_p, \quad (3.9)$$

де K_p – коефіцієнт, визначений за табл. 3.9 залежно від імовірності P .

Таблиця 3.9

Коефіцієнти K_p

P	0,37	0,5	0,6	0,8	0,85	0,9	0,95	0,99
-----	------	-----	-----	-----	------	-----	------	------

K_p	1,00	1,44	1,95	4,48	6,15	9,50	19,50	99,50
-------	------	------	------	------	------	------	-------	-------

Експлуатаційне розрахункове значення обчислюється за формулою

$$S_e = \gamma_{fe} S_0 C, \quad (3.10)$$

де γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаження, що визначається за табл. 3.10 залежно від частки часу η , протягом якої можуть порушуватися умови другого граничного стану. Проміжні значення коефіцієнта γ_{fe} слід визначати лінійною інтерполяцією.

Таблиця 3.10

Коефіцієнти γ_{fe}

η	0,002	0,005	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,10
γ_{fe}	0,88	0,74	0,62	0,49	0,40	0,34	0,28	0,10

Значення η приймається за нормами проектування конструкцій або встановлюється завданням на проектування залежно від їхнього призначення, відповідальності та наслідків виходу за граничний стан. Для об'єктів масового будівництва допускається приймати $\eta = 0,02$.

Вітрові навантаження. Вітрове навантаження на споруду у загальному випадку складається із статичної (середньої) і пульсаційної складових. Пульсаційна складова, що обумовлюється пульсаціями вітрового потоку, при розрахунках одноповерхових промислових будівель враховується поряд із статичною, в усіх випадках. Для визначення впливу пульсаційних навантажень для будівель і споруд складної конфігурації (що включають вантові та висячі покриття, оболонки тощо), а також висотою понад 200 метрів виконують спеціальні динамічні розрахунки а в необхідних випадках – обдування моделей в аеродинамічній трубі.

Норми проектування [1] розглядають вітрове навантаження на споруду як сукупність:

а) нормального тиску, прикладеного до зовнішньої поверхні споруди або елемента;

б) сил тертя, спрямованих по дотичній до зовнішньої поверхні і віднесених до площі її горизонтальної (для шедових або хвилястих покрівель, покрівель з ліхтарями) або вертикальної (для стін із лоджіями і подібних конструкцій) проекції;

в) нормального тиску, прикладеного до внутрішніх поверхонь будівель з повітропроникними огороженнями з наявними прорізами.

Вітрове навантаження є змінним навантаженням, для якого встановлені два розрахункові значення:

- граничне розрахункове значення;
- експлуатаційне розрахункове значення.

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою:

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C, \quad (3.11)$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження, Коефіцієнт γ_{fm} визначається залежно від середнього періоду повторюваності T за табл. 3.11.

Таблиця 3.11

Коефіцієнти γ_{fm} для вітрового навантаження

T , років	5	10	15	25	40	50	70	100	150	200
γ_{fm}	0,55	0,69	0,77	0,87	0,96	1,00	1,07	1,14	1,22	1,28

Якщо об'єкт будівництва є унікальним та має підвищений рівень відповідальності, для нього технічним завданням встановлене підвищена імовірність P неперевищення (забезпеченість) такого граничного розрахункового значення вітрового навантаження. Середній період

повторюваності граничного розрахункового значення вітрового навантаження обчислюється за формулою:

$$T = T_{ef} K_p, \quad (3.12)$$

де K_p – коефіцієнт, визначений за табл. 3.12 залежно від імовірності P .

Таблиця 3.12

Коефіцієнти K_p

P	0,37	0,5	0,6	0,8	0,85	0,9	0,95	0,99
K_p	1,00	1,44	1,95	4,48	6,15	9,50	19,50	99,50

Проміжні значення коефіцієнта K_p слід визначати лінійною інтерполяцією.

W_0 – характеристичне значення вітрового тиску, що залежить від вітрового району і приймається за даними норм [1]. Характеристичне значення вітрового тиску W_0 дорівнює середній (статичній) складовій тиску вітру на висоті 10 м над поверхнею землі, який може бути перевищений у середньому один раз за 50 років.

Характеристичне значення вітрового тиску W_0 визначається залежно по карті або за додатком Е[1].

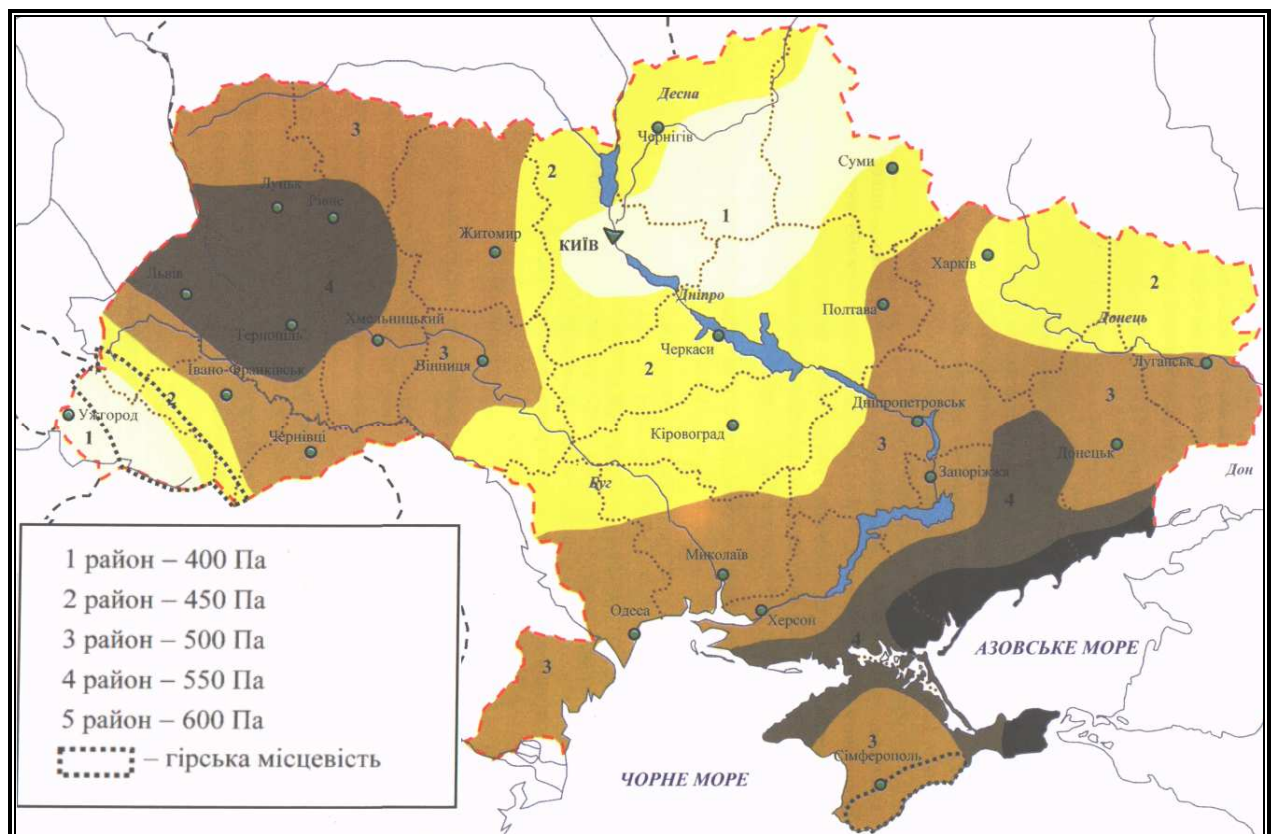


Рисунок 3.2. Карта районування території України за характеристичними значеннями вітрового тиску

C – коефіцієнт, що приймається залежно від аеродинамічного опору споруди, географічної висоти, рельєфу напрямку коефіцієнт висоти споруди, і визначається за формулою

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d, \quad (3.13)$$

де C_{aer} - аеродинамічний коефіцієнт, що визначається за додатком І [1]. У випадках, не передбачених нормами (інші форми споруд, врахування при належному обґрунтуванні інших напрямків вітрового потоку або складових загального опору тіла в інших напрямках тощо), аеродинамічні коефіцієнти допускається приймати за довідковими та експериментальними даними або на основі результатів продувань моделей конструкцій в аеродинамічних трубах.;

C_h - коефіцієнт висоти споруди, що враховує збільшення вітрового навантаження залежно від висоти споруди або її частини, що розглядається, над поверхнею землі (Z), типу навколишньої місцевості.

C_{alt} - коефіцієнт географічної висоти, враховує висоту H (в кілометрах) розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря і обчислюється за формулою:

$$C_{alt} = 4H - 1 \quad (H > 0,5 \text{ км}); \quad C_{alt} = 1 \quad (H < 0,5 \text{ км}). \quad (3.14)$$

C_{rel} - коефіцієнт рельєфу, що враховує рельєф місцевості поблизу площадки розташування будівельного об'єкта і приймається таким, що дорівнює 1,0 за винятком випадків, коли об'єкт будівництва розташований на пагорбі або схилі; детальніше [1];

C_{dir} - коефіцієнт напрямку, що враховує нерівномірність вітрового навантаження за напрямками вітру і, як правило, приймається таким, що дорівнює 1,0. Значення C_{dir} , що відрізняється від одиниці, допускається враховувати при спеціальному обґрунтуванні тільки для відкритої рівнинної місцевості та при наявності достатніх статистичних даних;

C_d - коефіцієнт динамічності, що враховує вплив пульсаційної складової вітрового навантаження; для розрахунку одноповерхових промислових

будівель та споруд, період власних коливань яких не перевищує 0,25 сек, а також огорожувальних конструкцій $C_d = 1,0$. Для інших споруд його значення приймають у залежності від співвідношення

Експлуатаційне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою

$$W_e = \gamma_{fe} W_0 C, \quad (3.15)$$

де γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням вітрового навантаження, визначений за табл. 3.13 залежно від частки часу η , протягом якої можуть порушуватися умови другого граничного стану.

Таблиця 3.13

Коефіцієнти γ_{fe} для вітрового навантаження

η	0,002	0,005	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,10
γ_{fe}	0,42	0,33	0,27	0,21	0,18	0,16	0,14	0,09

Значення η приймається за нормами проектування [6] або встановлюється завданням на проектування. Для об'єктів масового будівництва $\eta = 0,02$.

Контрольні питання

1. Суть методу розрахунку за граничними станами? Що таке граничний стан конструкції?
2. Охарактеризуйте групи граничних станів будівельних конструкцій?
3. Наведіть структуру формул при розрахунку конструкцій за першою групою граничних станів?
4. Наведіть структуру формул при розрахунку конструкцій за другою групою граничних станів?
5. Охарактеризуйте першу і другу групи граничних станів металевих елементів.

6. Що таке характеристичні навантаження і як визначають їх значення?
7. Як визначають розрахункові значення навантажень?
8. Від чого залежить коефіцієнт надійності за матеріалом?
9. Розкрийте поняття коефіцієнта умов роботи конструкції?
10. Що враховує коефіцієнт надійності за відповідальністю?
11. Які є види розрахункових значень навантажень при розрахунку конструкцій?
12. Від чого залежить клас відповідальності споруди?
13. Основні нерівності, що характеризують умови міцності й деформативності, у методі розрахунку за граничними станами.
14. Які можливі сполучення навантажень при розрахунку конструкцій?
15. Які навантаження відносять до постійних навантажень?
16. Як визначають граничні і експлуатаційні розрахункові значення постійних навантажень?
17. Від чого залежить вага снігового покриву? Як визначають граничне і експлуатаційне розрахункові значення снігових навантажень?
18. У чому полягають особливості визначення вітрових навантажень? Як визначають граничне і експлуатаційне розрахункові значення вітрових навантажень?

РОЗДІЛ 4. РОБОТА ТА РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

4.1. Розрахункові опори сталі.

Основними показниками опору металу силовим впливам є характеристичні опори R_{yn} та R_{un} , встановлені відповідно до границі текучості σ_y і тимчасового опору σ_u з урахуванням статистичної мінливості опорів та умов контролю з забезпеченістю не менше 0,95 (бракувальні характеристики металу

відповідає мінімальному значенню σ_y або σ_u). Ці значення регламентуються нормативним документом [3].

Механічні властивості металу перевіряються на металургійних заводах шляхом вибірових випробувань і тому у конструкції може потрапити метал з фактичними властивостями, нижчими за встановлені державним стандартом. Механічні характеристики сталі контролюють при осьовому розтягу на малих стандартних зразках. На практиці матеріал працює у великорозмірних конструкціях, найчастіше при складних напружених станах. Окрім цього, металопрокатні вироби можуть мати відхилення розмірів перерізу від номінальних розмірів. Вплив цих несприятливих факторів на зниження несучої здатності конструкцій враховується коефіцієнтом надійності за матеріалом γ_m (із забезпеченістю значень розрахункових опорів не менше 0,998). Розрахунковий опір визначають шляхом ділення нормативного опору на коефіцієнтом γ_m :

$$R_y = \frac{R_{yn}}{\gamma_m}; \quad R_u = \frac{R_{un}}{\gamma_m}. \quad (4.1)$$

Значення γ_m залежить від статистичних даних про однорідність металу. Наприклад, характеристики для вуглецевих сталей звичайної та підвищеної міцності, які тривалий час випускають за добре опрацьованою технологією, визначаються достатньою стабільністю і тому прийнято такі значення коефіцієнта γ_m : для класів міцності прокату сталі C235-C500; C620 $\gamma_m = 1,025$, а для класів C 590 та C 590K – $\gamma_m = 1,1$.

Значення розрахункового опору за границею текучості R_{yn} або границею міцності R_{un} приймають залежно від характеру роботи конструкції і властивостей сталі. У більшості випадків при обчисленнях використовують нормативний опір за границею текучості, оскільки при перевищенні напруженнями межі текучості в елементах, що згинаються чи розтягуються, розвиваються пластичні деформації і спостерігаються значні переміщення, а стиснуті елементи втрачають стійкість. У випадках, коли застосовуються пластичні сплави і згідно з характером роботи конструкції допускаються значні деформації, а несуча здатність визначається міцністю (наприклад, відтяжки,

тросові конструкцій, деякі конструкції з високоміцних сталей), нормативний опір приймають за границею міцності. У цих випадках вводять додатковий коефіцієнт $\gamma_u = 1,3$.

Числові значення нормативних R_{yn}, R_{un} і розрахункових R_y, R_u опорів при розтягу, стиску і згині для листового, широкосмугового універсального і фасонного прокату наведені у табл.4.1.

Зазначені опори сталі служать для оцінки міцності елементів конструкцій на дію розтягу, стиску, згину. Водночас при роботі матеріалу на зсув, зминання, розтяг у напрямку товщини прокату міцність матеріалу інша. Тому нормами також встановлені розрахункові опори і для різних напружених станів:

При зсуві (зрізі)

$$R_s = 0,58R_{yn} / \gamma_m = 0,58R_y; \quad (4.2)$$

Таблиця 4.1

Характеристичні і розрахункові опори сталі при розтягу, стиску і згині (за ДБН В.2.6-198:2014)

Клас міцності прокату сталі	Товщина прокату ¹⁾ , мм	Характеристичний опір ²⁾ , Н/мм ² , прокату				Розрахунковий опір ³⁾ , Н/мм ² , прокату			
		листового, широкосмугового універсального		фасонного		листового, широкосмугового універсального		фасонного	
		R_{yn}	R_{un}	R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u	R_y	R_u
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
C235	від 2 до 20	235	360	235	360	230	350	230	350
	понад 20 до 40	225	360	225	360	220	350	220	350
	понад 40 до 100	215	360	-	-	210	350	-	-
	понад 100	195	360	-	-	190	350	-	-
C245	від 2 до 20	245	370	245	370	240	360	240	360
	понад 2 до 30	-	-	235	370	-	-	230	360
C255	від 2 до 3,9	255	380	-	-	250	370	-	-
	від 4 до 10	245	370	255	380	240	360	250	370
	понад 10 до 20	245	370	245	370	240	360	240	360
	понад 20 до 40	235	370	235	370	230	360	230	360
C275	від 2 до 10	275	380	275	390	270	370	270	380
	понад 10 до 20	265	370	275	380	260	360	270	370
C285	від 2 до 3,9	285	390	-	-	280	380	-	-
	від 4 до 10	275	390	285	400	270	380	280	390
	понад 10 до 20	265	380	275	390	260	370	270	380

C295	до 100	295	430	295	430	285	420	285	420
C325	понад 10 до 20	325	470	325	470	315	460	315	460
	понад 20 до 40	305	460	305	460	300	450	300	450
	понад 40 до 60	285	450	-	-	280	440	-	-
	понад 60 до 80	275	440	-	-	270	430	-	-
	понад 80 до 100	265	430	-	-	260	420	-	-
C345	від 2 до 10	345	490	345	490	335	480	335	480
	понад 10 до 20	325	470	325	470	315	460	315	460
	понад 20 до 40	305	460	305	460	300	450	300	450
C345K	від 4 до 10	345	470	345	470	335	460	335	460
C355	від 8 до 50	355	450	-	-	350	440	-	-
C375	від 2 до 10	375	510	375	510	365	500	365	500
	понад 10 до 20	355	490	355	490	345	480	345	480
	понад 20 до 40	335	480	335	480	325	470	325	470
C390	від 4 до 50	390	540	-	-	380	530	-	-
C390K	від 4 до 30	390	540	-	-	380	530	-	-
C420	від 4 до 16	420	540	-	-	410	530	-	-
	Від 16 до 40	400	530	-	-	390	515	-	-
	від 40 до 63	390	530	-	-	380	515	-	-
	від 63 до 80	370	520	-	-	360	505	-	-
C440	від 4 до 30	440	590	-	-	430	575	-	-
	понад 30 до 50	410	570	-	-	400	555	-	-
C460	від 4 до 16	460	570	-	-	445	555	-	-
	від 16 до 40	440	560	-	-	430	545	-	-
	від 40 до 63	430	560	-	-	420	545	-	-
	Від 63 до 80	410	540	-	-	400	530	-	-
C490	від 8 до 50	490	590	-	-	475	575	-	-
C500	від 3 до 50	500	590-	-	-	485	575-	-	-
	від 50 до 100	480	770	-	-	465	750	-	-
C590	від 10 до 36	590	685	-	-	540	617	-	-
C590K	від 10 до 40	590	685	-	-	540	617	-	-
C620	від 3 до 50	620	700-	-	-	600	680-	-	-
	від 50 до 100	580	890	-	-	565	865	-	-
1) За товщину фасонного прокату приймається товщина полиці. 2) За характеристичні опори прийняті гарантовані значення границі текучості і тимчасового опору. Значення розрахункових опорів одержанні діленням характерних опорів на коефіцієнти надійності за матеріалом γ_m із заокругленням до 5 Н/мм². Для класів міцності прокату сталі C235-C500; C620 враховано $\gamma_m = 1,025$, а для класів C590; C590K враховано $\gamma_m = 1,1$.									

при зминанні торцевої поверхні

$$R_p = R_{un} / \gamma_m ; \quad (4.3)$$

при місцевому зминання у циліндричних шарнірах (цапфах) за умов щільного дотикання

$$R_{lp} = 0,5 R_{un} / \gamma_m ; \quad (4.4)$$

при діаметральному стиску котків при вільному дотиканні в конструкціях з обмеженою рухливістю

$$R_{cd} = 0,025R_{un} / \gamma_m ; \quad (4.5)$$

при розтягу у напрямку товщини прокату t ($t \leq 60$ мм)

$$R_{th} = 0,5R_{un} / \gamma_m . \quad (4.6)$$

4.2. Розрахунок елементів сталевих конструкцій при центральному розтягу і стиску

Робота центрово-розтягнутого елемента під навантаженням відповідає роботі стандартного зразка на розтяг, тобто описується діаграмою $\sigma - \varepsilon$.

Розрахунок таких елементів виконують за формулою

$$\frac{N}{A_n} \leq R_y \cdot \gamma_c , \quad (4.7)$$

де N – осьове зусилля розтягу; A_n – площа поперечного перерізу стержня нетто за вирахуванням усіх змін перерізу, отворів тощо.

Розрахунок міцності розтягнутих елементів виконують за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R_u \frac{\gamma_c}{\gamma_n} . \quad (4.8)$$

де N – поздовжня сила, що визначається від розрахункових граничних навантажень; A_n – площа послабленого поперечного перерізу нетто, за вирахуванням усіх змін перерізу, отворів тощо; $\gamma_u = 1,3$ – коефіцієнт надійності за тимчасовим опором, який забезпечує необхідний запас проти руйнування; $\gamma_c = 1,3$ – коефіцієнт умов роботи розтягнутих елементів.

У цьому випадку доцільно використовувати сталі, які мають великі запаси пластичних деформацій.

Міцність коротких центрово-стиснених стержнів розраховують аналогічно до центрово-розтягнутих за формулою (4.7), що пояснюється відповідністю діаграм розтягу та стиску металу. Проте довгі стиснуті стержні, довжина яких у кілька разів перевищує розміри перерізу, руйнуються під

навантаженням від втрати стійкості. Тому для більшості центрово-стиснених стержнів вирішальною є перевірка стійкості.

У довгих стиснених елементах несуча здатність вичерпується внаслідок втрати стійкості. Якщо прямий стержень стискати центрально прикладеною силою, то він буде залишатися прямолінійним і навіть при невеликому відхиленні, зумовленому деяким впливом, повертатиметься у попередній прямолінійний стан після припинення впливу. Тобто стержень перебуває у стійкому стані рівноваги. При поступовому збільшенні навантаження стискальна сила досягає такого значення, що будь-яке невелике відхилення стержня від початкового прямолінійного зумовлює швидке зростання викривлення. У цьому випадку осьова сила досягає свого критичного значення.

Значення критичного навантаження і відповідного йому критичного напруження залежить від способу закріплення стержня та геометричних характеристик перерізу. Збільшення кількості зв'язків, якими закріплені кінці стержня, зумовлює підвищення несучої здатності. За основу для порівняння взято стержень з шарнірним закріпленням кінців (рис. 4.6, а). Зміна способу кріплення (рис. 4.6, б, в, г) спричинює зміну форми поздовжнього згину при втраті стійкості. Але її можна привести до основної схеми шляхом заміни дійсної довжини l її розрахунковим значенням l_{ef} :

$$l_{ef} = \mu \cdot l, \quad (4.9)$$

де μ – коефіцієнт зведення геометричної довжини стержня.

Аналогічно, впливає жорсткість перерізу. Чим вищий момент інерції перерізу стержня I при сталій площі, тим вища його несуча здатність. Застосуємо відому з курсу опору матеріалів формулу обчислення критичного навантаження для центрово-стисненого стержня, виведену Ейлером:

$$F_{cr} = \pi^2 E \frac{I_{min}}{l_{ef}^2}. \quad (4.10)$$

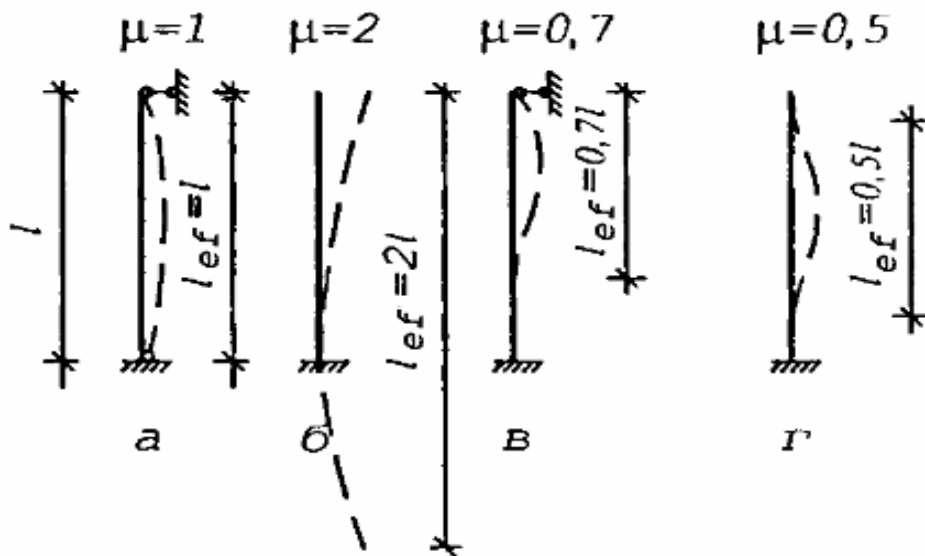


Рис. 4.6. Розрахункові довжини стиснених стержнів при різних умовах закріплення їх кінців

Для критичних напружень

$$\sigma_{cr} = \frac{F_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 E}{l_{ef}^2} \frac{I_{min}}{A} \quad (4.11)$$

та підставивши радіус інерції $i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{A}}$ і гнучкість $\lambda = \frac{l_{ef}}{i_{min}}$, одержуємо

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}, \quad (4.12)$$

де E – модуль пружності сталі; A – площа поперечного перерізу елемента брутто (без урахування можливих послаблень); I – момент інерції перерізу відносно осі, щодо якої перевіряється стійкість стержня.

Таким чином, несуча здатність стержня залежить лише від його гнучкості, оскільки чисельник — величина стала. Отже, несучу здатність стержня можна підвищити за рахунок зменшення гнучкості, не збільшуючи площі перерізу і, тим самим, матеріаломісткості.

Формула Ейлера справедлива тільки для сталих значень модуля пружності металу E , що спостерігається при великих гнучкостях і напруженнях, менших за межу пропорційності. Водночас розрахунковий опір металу має вищі значення. Теоретичне обчислення критичних напружень дуже

ускладнюється, оскільки втрата стійкості проходить при частковому розвитку пластичних деформацій і змінних значеннях E . Сучасне розв'язання задачі визначення базується на уявляють, використовуючи замість модуля пружності E зведений модуль деформації T , за допомогою якого стержень, що працює у пружно-пластичній стадії, замінюють еквівалентним йому пружним. У нормативних документах критичні напруження рекомендовано обчислювати спрощено як добуток розрахункового опору R_y і коефіцієнта поздовжнього згину φ :

$$\sigma_{cr} = R_y \cdot \varphi. \quad (4.13)$$

Таким чином, перевірка стійкості матиме вигляд

$$\sigma < \sigma_{cr}, \quad (4.14)$$

або у розгорнутому вигляді з урахуванням коефіцієнта умов роботи конструкції

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq R_y \cdot \varphi \cdot \gamma_c. \quad (4.15)$$

При обчисленні коефіцієнта φ доцільно використовувати спеціальні таблиці, в яких подано його значення залежно від гнучкості. У нормах наведені аналітичні залежності з використанням умовної гнучкості:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (4.16)$$

Отримані за рекомендаціями норм значення коефіцієнта поздовжнього згину дещо нижчі, ніж за формулою Ейлера. Рівняння Ейлера справедливе для ідеально прямолінійного стержня в умовах центрального стиску. Разом з тим реальні елементи практично завжди мають деяку кривизну, а при завантаженні спостерігаються випадкові ексцентриситети. Це знижує стійкість стержнів і враховується шляхом зменшення коефіцієнта φ .

У дуже гнучких стержнях зазначені випадковості можуть призвести до передчасної втрати стійкості. Тому нормами встановлено граничні значення гнучкості.

4.3. Елементи, що згинаються

Перевірка міцності у пружній стадії. Плоский і косий згини.

Найбільш типовим прикладом елементів, що згинаються, є балка, на яку одночасно діють згинальні моменти M та перерізувальні сили Q . Згинальні моменти зумовлюють виникнення в поперечних перерізах нормальних напружень

$$\sigma = \frac{M}{I} y, \quad (4.17)$$

а перерізувальні сили – дотичних

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{I \cdot b}, \quad (4.18)$$

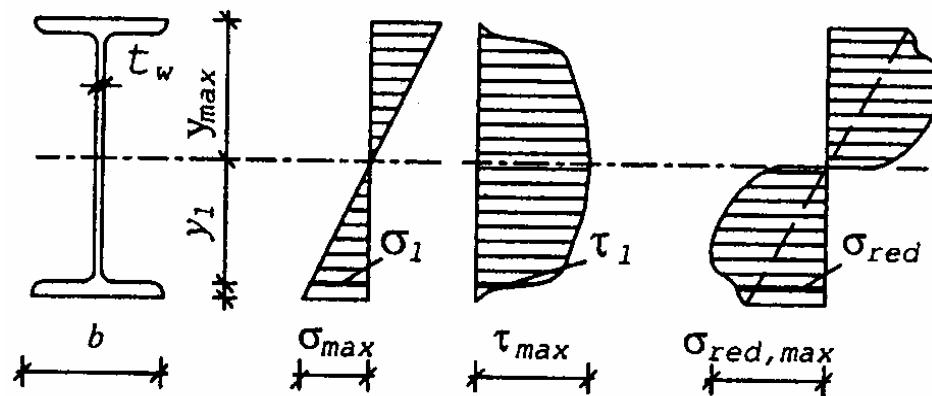


Рис. 4.7 - Епюри напружень у двотавровому перерізі балки

де y – відстань від центра ваги перерізу до шару волокон, у яких визначають нормальні напруження; I – момент інерції перерізу відносно головної центральної осі, перпендикулярної до площини дії моменту; S – статичний момент частини площі перерізу, розміщеної між рівнем y і краєм перерізу, відносно цієї ж осі; b – ширина чи товщина перерізу на цьому рівні.

Умова міцності при дії нормальних напружень:

$$\sigma_{max} \leq R_y \gamma_c. \quad (4.18)$$

Найбільші нормальні напруження спостерігаються у волокнах, які знаходяться найдалі від центра ваги перерізу, тобто при $y = y_{\max}$ (рис. 4.7).

Підставляючи у (4.18) момент опору перерізу $W = \frac{I}{y_{\max}}$, отримуємо

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{W_n} R_y \gamma_c, \quad (4.19)$$

де W_n – момент опору нетто, який враховує послаблення перерізу.

Найбільші значення дотичних напружень спостерігаються на рівні нейтральної осі перерізу. Умова міцності при дії цих напружень:

$$\tau_{\max} \leq R_y \gamma_c. \quad (4.20)$$

Підставляючи (4.18), маємо

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max} \cdot S}{I \cdot t_w} \leq R_s \gamma_c, \quad (4.21)$$

де S – статичний момент частини перерізу, розміщеної вище або нижче нейтральної осі; t_w – товщина стінки перерізу на рівні нейтральної осі.

При наявності послаблень стінки отворами діаметром d , розміщеними з кроком a , напруження τ необхідно домножувати на коефіцієнт $\alpha = \frac{a}{a-d}$.

Вище вказувалося, що за одночасної дії нормальних і дотичних напружень оцінку міцності виконують також за зведеними напруженнями σ_{red} . На рис. 4.7 зображена епюра зведених напружень. Як бачимо, найбільшої величини вони досягають у місцях переходу стінки в полицки. Саме в цих місцях і перевіряють міцність:

$$\sigma_{red, \max} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c. \quad (4.22)$$

При згині стержня у двох площинах відносно осей x та y (так званий косий згин) відповідні нормальні напруження додають і перевірка міцності матиме вигляд

$$\sigma_{tot} = \sigma_{M_x} + \sigma_{M_y} = \frac{M_x}{W_{xn}} + \frac{M_y}{W_{yn}} \leq R_y \gamma_c. \quad (4.23)$$

Для таких балок є також обов'язковими перевірки міцності стінки на дію дотичних (4.21) і зведених напружень (4.22).

Шарнір пластичності

Згину елемента у межах пружності відповідає трикутна епюра нормальних напружень (див. рис. 4.7 та 4.8). При цьому максимальними напруження є лише у крайніх шарах волокон, а в решті перерізу вони знижуються. Цьому напруженому стану відповідає згинальний момент $M = \sigma W$. Найбільше його значення при пружній роботі матеріалу:

$$M_{el} = \sigma_T W. \quad (4.24)$$

Збільшуючи навантаження, можна досягнути такого стану, коли напруження у крайніх волокнах відповідатимуть межі текучості і подальший їх ріст припиниться через текучість матеріалу (рис. 4.8, з). З ростом навантаження текучість матеріалу поширюватиметься вглиб перерізу від країв до нейтральної осі і тим глибше, чим вищий рівень навантаження (рис. 4.8, в, г). З огляду на спрощену ідеалізовану діаграму деформування сталі (рис. 4.8, б) можна отримати прямокутну епюру напружень (рис. 4.8, д), що відповідає текучості матеріалу всього перерізу. У цьому випадку подальше деформування елемента відбувається без збільшення навантаження, оскільки матеріал тече. Тобто ліва і права частини балки повертаються одна відносно одної. Створюється враження, ніби у місці дії максимального моменту виник шарнір. Це явище називають *шарніром пластичності*. Ділянки текучості матеріалу в балці на рис. 4.9, а заштриховані.

Максимальний момент, який відповідає цьому стану:

$$M_{p1} = \sigma_T \int_A y \cdot dA = \sigma_T \cdot 2 \cdot S = \sigma_T \cdot W_{p1}, \quad (4.25)$$

де W_{p1} – пластичний момент опору.

Пластичний момент опору w_{p1} більший від звичайного W . Для прямокутного профілю $W_{p1} = \frac{bh^2}{4} = 1,5W$.

Для прокатних профілів, у яких основна маса металу зосереджена в полчках, це перевищення менше. Так, для двотаврів і швелерів, які згинаються у площині стінки, воно становитиме відповідно 12 і 13 %.

Порівнюючи епюри нормальних і зведених напружень у пружній стадії (див. рис. 4.7), бачимо, що повнота епюри зведених напружень значно вища і ближча до епюри шарніра пластичності (див. рис. 4.8, д). Тому в місцях найбільших згинальних моментів недопустимі значні дотичні напруження, оскільки вони пришвидшують утворення шарніра пластичності.

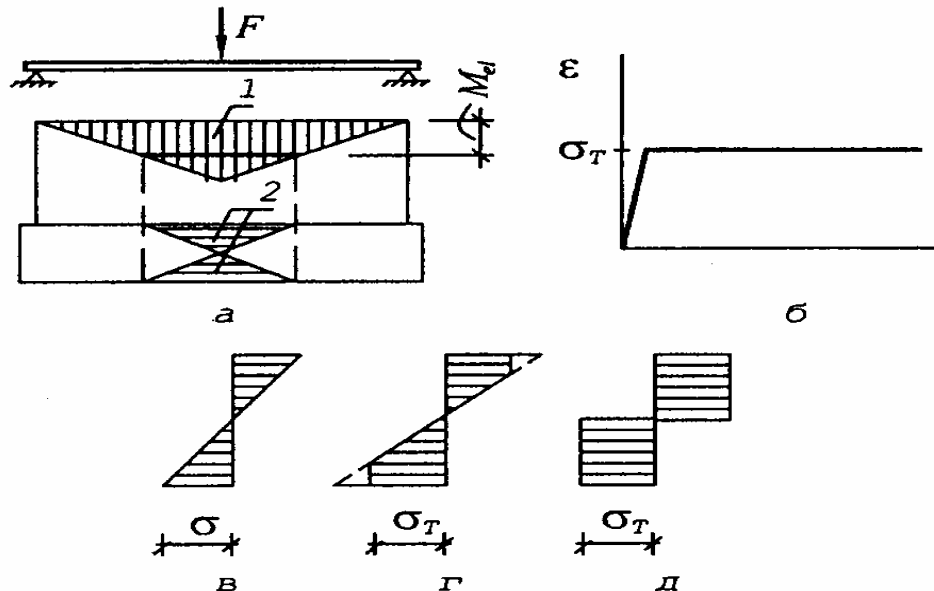


Рис. 4.8. Послідовність розвитку напружень під дією згинального моменту: а – схема балки; б – ідеалізована діаграма розтягу сталі; в, г, д – послідовні етапи зміни епюри напружень; 1 – епюра моментів; 2 – зони пластичних деформацій

Норми враховують розвиток пластичних деформацій в елементах, виконаних з пластичних сталей ($\sigma_T \leq 580$ МПа) і завантажених статичним навантаженням. При цьому балки повинні бути стійкими. Коли в умовах плоского згину допускаються пластичні деформації, перевірка міцності має вигляд

$$\frac{M}{c_1 \cdot W_n} \leq R_y \gamma_c. \quad (4.26)$$

Те саме для косоного згину:

$$\frac{M_x}{c_x \cdot W_{xn}} + \frac{M_y}{c_y \cdot W_{yn}} \leq R_y \gamma_c. \quad (4.27)$$

Коефіцієнти c_1, c_x, c_y (а також c_{1m}, c_{xm}, c_{ym} для зон чистого згину) враховують вищу несучу здатність згинального елемента у пружно-пластичній стадії порівняно з пружною і обчислюють їх за рекомендаціями норм. При цьому для плоского згину дотичні напруження у стінці перерізу не повинні перевищувати $0,9 R_s$, а для косого – $0,5 R_s$.

Нерозрізні й защемлені балки після утворення пластичних шарнірів повинні зберігати статичну незмінність. У цьому випадку також враховують перерозподіл моментів між опорними й проміжними ділянками балок.

Окрім міцності та стійкості, що розраховуються за вимогами першої групи граничних станів (на дію розрахункових навантажень), вимоги другої групи граничних станів обмежують прогини згинальних елементів. Прогини балки f , що виникають від нормативних навантажень, не повинні перевищувати граничних значень f_u . Числові значення граничних прогинів балок регламентуються нормами.

Стійкість елементів

Елементи, що згинаються, можуть втратити несучу здатність внаслідок порушення стійкості. При досягненні критичного навантаження згин супроводжується закручуванням стержня (рис. 3.6) у площині, перпендикулярній до площини згину. Як наслідок у поясах балки з'являються пластичні деформації, що швидко поширюються на весь переріз, і елемент втрачає несучу здатність. Ейлер запропонував такий вираз для обчислення критичної сили:

$$F_{cr} = \frac{c}{l_{ef}^2} \sqrt{E \cdot I_y \left(G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{l_{ef}^2} \right)}, \quad (4.28)$$

де c – коефіцієнт, який залежить від розміщення навантаження на балці (на верхньому чи нижньому поясі) і її закріплення; l_{et} – вільна довжина (між закріпленнями) стисненого поясу балки; $E I_y$ – жорсткість перерізу балки при згині відносно осі, перпендикулярної до площин згину; $G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{l_{ef}^2}$ –

жорсткість при утрудненому крученні; G – модуль зсуву; I_w – секторіальний момент інерції; I_t – момент інерції при крученні.

Якщо позначити $\alpha = \frac{l_{ef}^2 \cdot G \cdot I_t}{E \cdot I_w}$, де $G = \frac{E}{2}(1 + \nu)$ – модуль пружності при зсуві; ν – коефіцієнт Пуассона, то з (4.28) отримаємо

$$F_{cr} = \frac{c}{l_{ef}^2} \sqrt{E \cdot I_y \cdot G \cdot I_t \cdot \left(1 + \frac{\pi^2}{\alpha^2}\right)}. \quad (4.29)$$

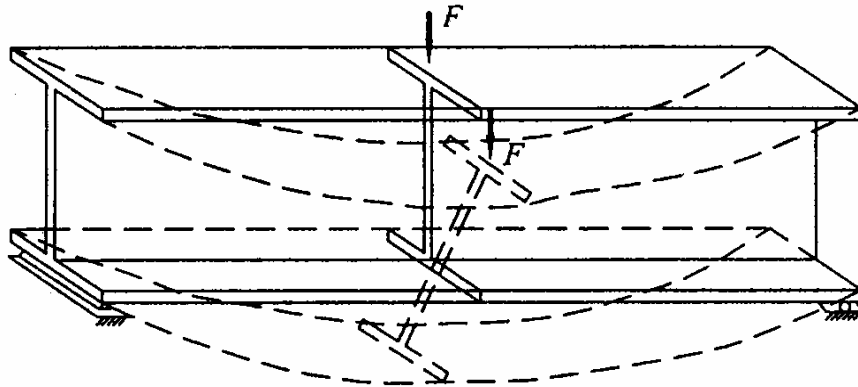


Рис. 4.9. Втрата стійкості елементом, що згинається

Відповідні критичні напруження:

$$\sigma_{cr} = \frac{M_{cr}}{W} = \frac{F_{cr} \cdot \eta \cdot l}{W}, \quad (4.30)$$

де η – коефіцієнт, який залежить від положення F_{cr} на довжині балки.

Прийнявши $w = \frac{2 \cdot I_x}{h}$ у розгорнутому вигляді, маємо

$$\sigma_{cr} = \frac{h \cdot c \cdot h}{2 I_x l_{ef}} \sqrt{I_y \cdot I_t \cdot E \cdot I_y \cdot G \cdot \left(1 + \frac{\pi^2}{\alpha^2}\right)}. \quad (4.31)$$

Як і для стиснених елементів, з метою спрощення зручно подати значення критичних напружень через розрахунковий опір:

$$\sigma_{cr} = \varphi_b R_y \gamma_c. \quad (4.32)$$

Згідно з нормами коефіцієнт φ_b обчислюють залежно від коефіцієнтів α (значення якого наведено вище) та

$$\varphi_1 = \psi \cdot \frac{I_y}{I_t} \cdot \left(\frac{h}{l}\right)^2 \cdot \frac{E}{R_y},$$

де ψ – приймають за таблицями норм згідно з характером навантаження і значенням коефіцієнта α .

Таким чином, перевірка стійкості елементів, що згинаються, має вигляд

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq \varphi_b R_y \gamma_c. \quad (4.33)$$

Перевіряти стійкість елементів при згині немає потреби, якщо стиснений пояс неперервно і надійно закріплений жорстким настилом, а також при малих відношеннях розрахункової довжини l_{ef} до ширини верхнього поясу b . Залежності для обчислення найбільших значень l_{ef}/b наведені в нормативних документах.

4.4. Елементи, на які діють поздовжні сили та згинальний момент

Умови міцності

Розглядаючи одночасну дію на стержень осьової стискальної сили і згинального моменту, скористаємося принципом незалежності їх дії. Від обох навантажень у перерізах елемента виникатимуть нормальні напруження. Епюра напружень від дії осьової сили σ_N – прямокутна, а від моменту σ_M — трикутна (рис. 3.7, в).

Аналітично результуючу епюру (рис. 4.8 в та рис. 4.7, а) можна описати як суму:

$$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = \frac{N}{A_n} + \frac{M \cdot y}{I_n}, \quad (4.34)$$

де перший доданок описує епюру напружень, зумовлених нормальною силою, а другий — згинальним моментом.

Аналогічно при наявності згинальних моментів у площинах обох головних осей перерізу отримуємо умову міцності в пружній стадії:

$$\sigma = \frac{N}{A_n} + \frac{M_x \cdot y}{I_{x,n}} + \frac{M_y \cdot x}{I_{y,n}} \leq R_y \gamma_c, \quad (4.35)$$

де M_x, M_y – згинальні моменти у площинах, перпендикулярних до головних осей перерізу, відповідно X, Y ; x та y – координати відносно головних осей точки перерізу, в якій сумарні напруження досягають найбільших значень.

Для елементів з пластичних сталей, що мають добре виявлену ділянку текучості, міцність перерізу цим не вичерпується, оскільки значна частина перерізу працює при напруженнях, менших за межу текучості. Збільшення навантаження зумовлює текучість матеріалу спочатку лише на невеликій ділянці перерізу (рис. 4.10, б), яка поступово розширюється разом зі зростанням зовнішнього навантаження (рис. 4.10, в), аж поки не охопить усю площу перерізу (рис. 4.10, г).

Розрахункова схема для обчислення несучої здатності у цьому випадку зображена на рис. 4.10, д. Згинальний момент M , який діє у перерізі, можна замінити парою сил N_M , прикладених з плечем z . Ці сили є рівнодійними силами частин 1 епюри напружень.

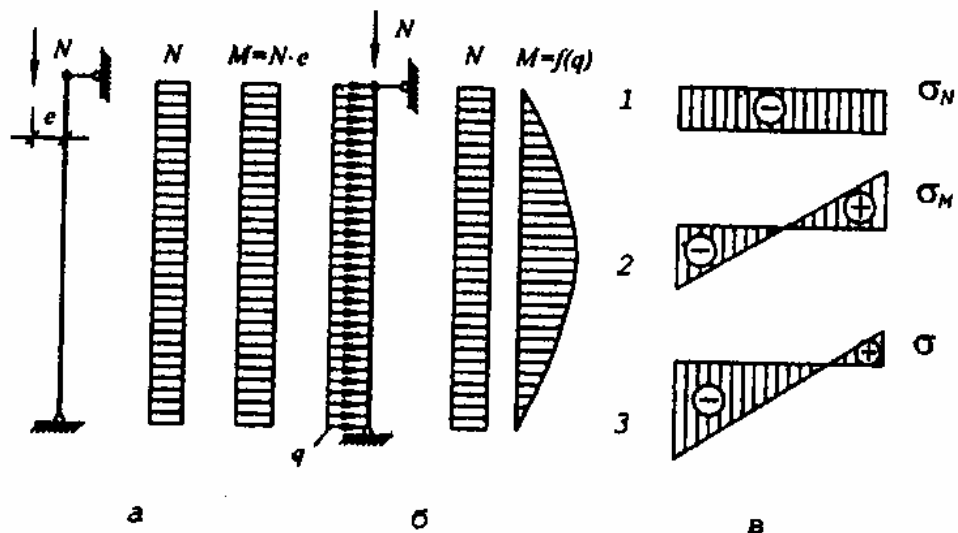


Рис. 4.10. Стержні, на які діють осьова сила і згинальний момент: а – позацентрово-стиснені; б – стиснено-згинані; в — епюри нормальних напружень від нормальних сил (1); від згинальних моментів (2); результуюча епюра (3)

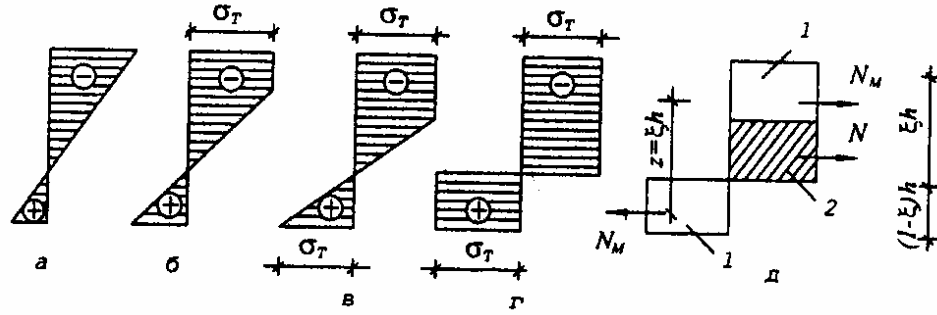


Рис. 4.11. Епюри напружень від одночасної дії осьових сил і згинальних моментів: а-г – послідовні етапи утворення шарніра пластичності; д – розрахункова схема

Рівнодійна частини епюри 2 (заштрихована) відповідає нормальній силі N . Розглянемо прямокутний переріз розмірами $b \times h$. Висота частини перерізу 1 становить $(1 - \xi) h$, де ξ — відносна висота стисненої зони перерізу.

Таким чином,

$$N_M = b \cdot (1 - \xi) \cdot h \cdot \sigma_T = b \cdot h \cdot (1 - \xi) \cdot \sigma_T,$$

$$M = N_M \cdot z = b \cdot h \cdot (1 - \xi) \cdot \sigma_T \cdot \xi \cdot h = b \cdot h^2 \cdot \xi \cdot (1 - \xi) \cdot \sigma_T,$$

$$N = b \cdot (1 - 2\xi) \cdot h \cdot \sigma_T = b \cdot h \cdot (1 - 2\xi) \cdot \sigma_T.$$

Позначивши

$$\frac{N}{A_n \cdot \sigma_T} = \nu, \quad \frac{M}{W_{n,p1} \cdot \sigma_T} = \mu,$$

де $A_n \cdot \sigma_T$ — осьове зусилля, при якому досягаються напруження текучості за відсутності згинальних моментів; $W_{n,p1} \cdot \sigma_T$ — те ж, згинальний момент за відсутності осьової сили. Обчислимо

$$\nu = \frac{N}{A_n \cdot \sigma_T} = \frac{b \cdot h \cdot (1 - 2\xi) \cdot \sigma_T}{b \cdot h \cdot \sigma_T} = 1 - 2\xi, \quad (4.36)$$

$$\mu = \frac{M}{W_{n,p1} \cdot \sigma_T} = \frac{b \cdot h^2 \cdot \xi \cdot (1 - \xi) \cdot \sigma_T}{\frac{1}{4} b \cdot h^2 \cdot \sigma_T} = 4\xi(1 - \xi), \quad (4.37)$$

де $W_{n,p1} \cdot \sigma_T = \frac{1}{4} b \cdot h^2$ — пластичний момент опору. Визначаємо ξ з (4.36):

$$\xi = \frac{\nu + 1}{2}.$$

Далі отримуємо

$$\nu^2 + \mu = 1,$$

або

$$\left(\frac{N}{A_n \cdot \sigma_T} \right)^2 + \frac{M}{c_1 \cdot W_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1. \quad (4.37)$$

Замінюючи σ_T на значення розрахункового опору металу, приймаючи $W_{n,p1} \cdot \sigma_T = c_1 \cdot W_n$ і вводячи коефіцієнт умов роботи конструкції, отримуємо умову міцності для прямокутного перерізу:

$$\left(\frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \right)^2 + \frac{M}{c_1 \cdot W_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1. \quad (4.38)$$

Відповідно до форми перерізу показник степеня при першому доданку матиме інші значення.

У загальному вигляді норми рекомендують таку форму запису умови міцності позацентрово-стиснених і стиснено-згинаних елементів при допущенні пластичних деформацій:

$$\left(\frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \right)^n + \frac{M}{c_1 \cdot W_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (4.39)$$

де n – коефіцієнт, що залежить від форми перерізу.

Так, для двотаврових симетричних перерізів, замкнутих прямокутних профілів і труб його значення становитиме 1,5.

При наявності згинальних моментів у двох площинах умова міцності матиме вигляд

$$\left(\frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x \cdot W_{xn} \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y \cdot W_{yn} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1. \quad (4.40)$$

Елементи із сталей підвищеної і високої міцності, межа текучості яких перевищує 580 МПа, через нижчі пластичні якості матеріалу необхідно розраховувати лише в пружній стадії. Елементи з м'яких, пластичних сталей при $\sigma_T < 580$ МПа розраховують у пружно-пластичній стадії за формулами (4.39), (4.40).

Стійкість

Втрата стійкості спостерігається у позацентрово-стиснених та стиснено-згинаних елементах. Причому порівняно з центрово-стисненими елементами втрата стійкості відбувається при нижчих рівнях напружень. Це пояснюється тим, що згинальні моменти зумовлюють викривлення стержня вже навіть при незначних початкових рівнях навантажень.

Як і в попередніх випадках, за рекомендаціями нормативних документів критичні напруження обчислюють, використовуючи значення розрахункового опору матеріалу:

$$\sigma_{cr} = \varphi_e \cdot R_y \cdot \gamma_c. \quad (4.41)$$

Звідси умова перевірки стійкості:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \varphi_e \cdot R_y \cdot \gamma_c, \quad (4.42)$$

де φ_e – коефіцієнт, яким розрахунковий опір приводиться до значення критичних напружень.

Величину φ_e приймають залежно від зведеного відносного ексцентриситету і умовної гнучкості. Зведений відносний ексцентриситет

$$m_{ef} = \eta \cdot m, \quad (4.43)$$

де η – коефіцієнт впливу форми перерізу; m – відносний ексцентриситет.

Обчислюючи m , значення ексцентриситету прикладення нормальної сили $e = \frac{M}{N}$ порівнюють з радіусом ядра найбільш стисненої частини перерізу $\rho = \frac{W_c}{A}$.

Таким чином, для перерізу зі суцільної стінкою

$$m = \frac{e}{\rho} = \frac{e \cdot A}{W_c}, \quad (4.44)$$

де W_c – момент опору перерізу для найбільш стисненого волокна.

При наскрізних перерізах з решітками чи планками, розміщеними у площині дії згинального моменту, значення зведеного відносного ексцентриситету визначають подібно:

$$m = \frac{e \cdot A \cdot \alpha}{I}, \quad (4.45)$$

де α – відстань від головної осі перерізу, перпендикулярної площині згину, до осі найбільш стисненої вітки, але не менше відстані до осі стінки цієї ж вітки.

Значення умовної гнучкості $\bar{\lambda}$ визначають, як і для центрово-стиснених стержнів.

При конструюванні, знаючи несприятливий вплив згинального моменту на стійкість, необхідно переріз орієнтувати так, щоб площа його найбільшої жорсткості співпадала чи була паралельна площині дії згинального моменту. При цьому не виключена можливість втрати стійкості у напрямку меншої жорсткості, тобто перпендикулярно до площини дії моменту. У цьому напрямку критичні напруження визначають як для центрово-стиснених елементів, оскільки згинальний момент у цій площині відсутній. Тоді перевірка матиме вигляд

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq \sigma_{cr} = c \cdot \varphi_y \cdot R_y \cdot \gamma_c, \quad (4.46)$$

де c – коефіцієнт, який враховує негативний вплив згину в площині, перпендикулярній до тієї, яку розглядають; φ_y – коефіцієнт поздовжнього згину в площині, перпендикулярній до площини дії моменту.

Обчислення коефіцієнта c детально регламентується нормативними документами. Величину φ_y приймають як для центрово-стиснених елементів, відповідно до гнучкості $\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y}$ у площині, яка розглядається.

За наявності згинальних моментів у обох площинах стійкість стержня буде ще нижчою. Проектуючи такі стержні, керуються вказівками нормативних документів.

РОЗДІЛ 5.

З'ЄДНАННЯ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

5.1. Загальна характеристика з'єднань сталевих конструкцій

Основні види з'єднань сталевих конструкцій: за допомогою зварювання, болтові, заклепкові..

Найпоширенішими є зварні з'єднання. Широке застосування зварних з'єднань забезпечують такі їхні переваги:

- забезпечення високої міцності та надійності;
- відсутність проміжних деталей та отворів (що спрощує конструкцію);
- простота виконання;
- економія металу на 10-20% порівняно з болтовими та заклепковими з'єднаннями (через відсутність ослаблень та проміжних деталей);
- високий рівень механізації та автоматизації процесів зварювання.

Водночас зварні з'єднання мають певні недоліки:

- зварювальні напруження та деформації у зоні зварних швіввнаслідок нерівномірного нагрівання та вистигання металу;
- значні концентрації напружень поблизу та безпосередньо у швах, що зумовлює зниження міцності при повторних і вібраційних навантаженнях;
- труднощі при з'єднанні матеріалів, які мають різну міцність;
- для виконання зварного з'єднання потрібне спеціальне обладнання.

З'єднання за допомогою заклепок використовують у сталевих конструкціях з 20-х років XIX ст. Внаслідок високої трудомісткості виконання цих з'єднань вони ли замінені болтовими і нині заклепки практично не використовують.

Болтові з'єднання з'явилися практично одночасно з чавунними конструкціями (близько середини XVIII ст.). Багаторічна практика використання таких з'єднань свідчить про їхню високу надійність.

Болти широко використовують під час монтажу конструкцій, що зумовлено простотою їх встановлення. Вони не потребують складного

обладнання, їх використовують при з'єднанні матеріалів, які мають різні міцнісні характеристики, у збірно-розбірних конструкціях, а також у незручних умовах. Відсутність термічної дії дає змогу уникнути залишкових напружень та деформацій. Отвори під болти чи заклепки є відносно невеликими концентраторами напружень. Цим забезпечується необхідна надійність конструкцій при несприятливому характері навантажень. Тому при інтенсивних динамічних, вібраційних та повторних навантаженнях доцільно використовувати заклепкові й болтові з'єднання. Але ці з'єднання на 10...15 % важчі за зварні.

5.2. Зварні з'єднання

Майже 95 % усіх сталевих конструкцій виготовляють зварними, а на монтажі рівень використання зварювання складає більше 60 %. Засновником зварювання є винахідник М. М. Бенардос, який у 1882 р. запропонував, а у 1885 р. запатентував спосіб з'єднання металів дією електричного струму, в якому метал розігрівався електричною дугою з використанням неплавких вугільних електродів і присадкового стержня, що плавився в електричній дузі. У 1888 р. інженер М.Г.Славянов запропонував удосконалений спосіб зварювання металів – електродом, що плавиться. У 20–30-х роках ХХ ст. способи дугового зварювання розробляв український вчений Є.О. Патон, який запровадив більшість із сучасних методів зварювання. За ініціативою академіка Є.О. Патона був створений науково-дослідний інститут електрозварювання (нині інститут електрозварювання ім. Є. О. Патона).

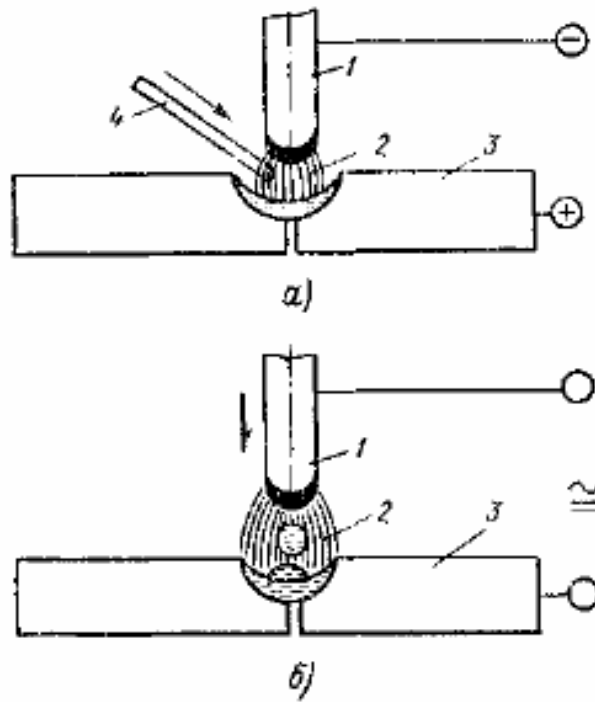


Рис. 5.1. Схеми електродугового зварювання:

a – зварювання неплавним електродом (спосіб М.М. Бенардоса); *б* – зварювання плавним електродом (спосіб М.Г. Славянова); 1 – електрод тугоплавний матеріал (графіт, вуглецевий елемент); 2 – дуга – живлення джерела постійного струму; 3 – основний метал; 4 – додатковий метал

Широке використання зварних з'єднань забезпечують такі їхні переваги: високий рівень механізації та автоматизації процесів зварювання; висока міцність зварних швів при правильній технології зварювання; простота виконання та відсутність проміжних деталей та отворів, що спрощує конструкцію.

Застосування зварних з'єднань поряд з їх технологічними перевагами має і недоліки. До них слід віднести: наявність зварювальних напружень та деформацій у зоні зварних швів, що зумовлює зниження міцності при повторних і вібраційних навантаженнях та низьких температурах; труднощі при з'єднанні матеріалів, які мають різні міцнісні характеристики.

5.3. Способи зварювання

Існує багато видів зварювання. Найбільшого поширення у будівництві набуло зварення плавленням. Залежно від носіїв енергії воно буває *електродуговим, електрошлаковим, газовим* тощо.

При виготовленні металевих конструкцій найбільше використовують електродугове зварювання, а також контактне.

Для розплавлювання металу при дуговому зварюванню використовується енергія електричної дуги між електродом і зварювальним металом. Процес запалення дуги здійснюється в три етапи (рис.5.2). Спочатку проводять розігрівання торця електроду і елемента в місці контакту при короткому замиканні електроду на зварюваний елемент. Висока щільність струму в зоні контакту приводить до інтенсивного нагріву кінця електроду і ділянки елемента. Другий етап характеризується значною емісією електронів з розігрітого кінця електроду (катода) і руху їх до елемента (аноду) після відведення електроду від місця контакту на 3...6 мм. Зіткнення швидкорухомих електронів з атомами або молекулами газів і пари металу приводять до їх збудження або утворення іонів. Газовий дуговий проміжок унаслідок наявності в ньому заряджених частинок стає струмопровідним. Це створює умови для запалення зварювальної дуги і постійного дугового розряду. Газ, в якому значна частина атомів або молекул іонізована, а в даному випадку це суміш нейтральних атомів, що виникає в дуговому проміжку, електронів і іонів, називається *плазмою*. Плазма має дуже високу електропровідність. На третьому етапі досягається стійке горіння дуги.

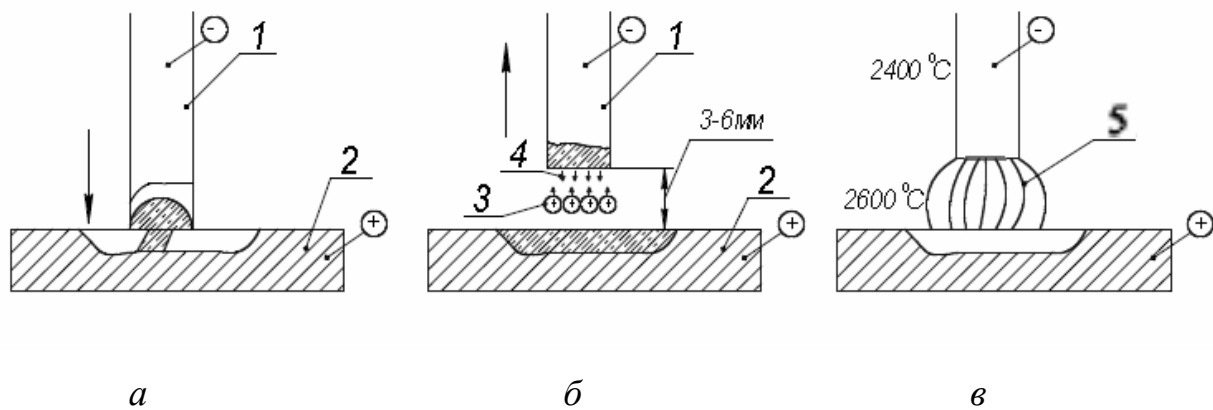


Рис.5.2. Схеми запалення зварювальної дуги:

а – коротке замикання (розігрів торця електроду і зварюваного елемента); *б* – іонізація; *в* – стає горіння; 1 – електрод; 2 – основний зварюваний метал; 3 – іони; 4 – електрони; 5 – дуга – 6000° С

Енергія джерела живлення в електричній дузі перетворюється на кінетичну і потенційну енергії частинок плазми, які переходять в теплову і світлову енергії. Температура стовпа дуги досягає 6000...7000 °С. Електрична дуга створює температуру понад 6000° С і розплавляє метал електроду і основний метал з'єднувальних елементів.

Глибина проникнення наплавленого металу у основний метал називається *проваром*. Шов формується внаслідок послідовного виконання низки операцій: збудження і підтримка дугового розряду, маніпуляції електродом з метою надання шву необхідної форми, пересування дуги вздовж кромок стику, припинення процесу.

За рівнем автоматизації цих операцій розрізняють *ручне зварювання*, *напівавтоматичне* (автоматизована подача зварювальних матеріалів і ручне переміщення дуги вздовж шва) та *автоматичне* (всі операції автоматизовані).

За способом заповнення шва металом та технологічними ознаками розрізняють: *зварювання електродом, що плавиться* і *зварювання неплавким електродом* (графітовим, вугільним чи вольфрамовим із введенням у дугу присадкового стержня), а також зварювання *покритими* і *непокритими електродами*. . Покриття електродів застосовується для стійкого горіння дуги й

одержання якісного металу шва. Непокриті електроди (зварювальний дріт) застосовують при зварюванні в середовищі захисних газів і під шаром флюсу.

Ручне дугове зварювання покритим електродом. Розплавлений метал зварювальної ванни досить бурхливо реагує з киснем, воднем і азотом повітря. Наслідком цієї взаємодії є змінений хімічний склад, гірші механічні, корозійні й експлуатаційні властивості металу зварного шва. Щоб уникнути цих недоліків застосовують *покриті електроди* металеві електроди, на поверхню яких наноситься спеціальний склад з легко іонізуючих елементів, шлако- і газоутворюючих речовин, що легують елементи і зв'язують матеріали.

Призначення покриттів - захист зони зварювання від дії повітря, легування металу зварного шва корисними компонентами, стабілізація горіння дуги і видалення шкідливих домішок із зварювальної зони.

Схема зварювання покритим електродом показана на рис. 5.3. Під впливом зварювальної дуги 7 стержень електроду 6 плавиться, метал його у вигляді крапель поступає в металеву ванну 8. При цьому плавиться також покриття 5, створююче газову захисну атмосферу 4 навколо дуги і рідку шлакову ванну 3 на поверхні розплавленого металу. Видалення зварювальної дуги сприяє охолодженню і кристалізації металу зварювальної ванни і формуванню зварного шва 1. Розплавлене покриття електроду спливає на поверхню і, застигаючи, утворює на поверхні шва шлакову тверду кірку 2. Захист дуги та зварювальної ванни (частина шва, де при зварюванні метал знаходиться у рідкому стані) від дії атмосферного повітря здійснюється шлако- та газоутворюючими речовинами, що входять до складу покриття електроду або шаром сипучої речовини – флюсу чи струменем захисного газу (вуглекислий газ або його суміш з аргоном).

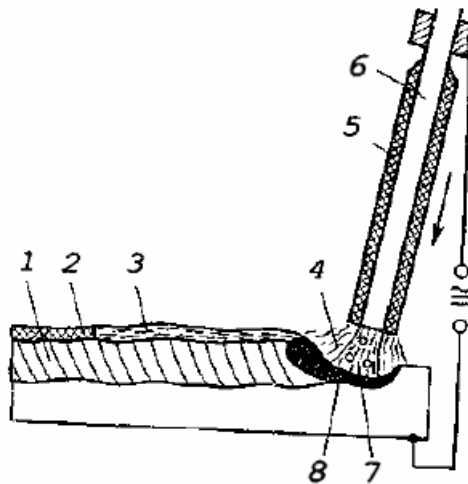


Рис. 5.3. Схема зварювання покритим електродом

1 – зварний шов; 2 – шлакова кіркаосновний зварюваний метал; 3 – рідкий шлак; 4 – газова захисна атмосферу навколо дуги; 5 – покриття електроду; 6 – стержень електроду; 7 – зварювальна дуга; 8 – металева ванна 6000° С

Покриття електрода забезпечує легке запалення і стабільне горіння дуги, видалення шкідливих домішок із зварювальної зони, рівномірне плавлення металу зварного шва та легування його корисними компонентами, відсутність тріщин, непроварів та інших дефектів.

Згідно з діючим стандартом (ГОСТ 9467-75) електроди для ручного зварювання позначаються літерою Э з додаванням цифр, що характеризують мінімальний тимчасовий опір розриву σ_u (у кгс/мм²) металу шва. Наприклад, електроди типу Э42А утворюють шов, метал якого має тимчасовий опір розриву $\sigma_u \geq 42$ кгс/мм². Літера А характеризує підвищені пластичні властивості металу шва. Тип електроду вибирають залежно від марки сталі зварюваних елементів.

При зварюванні плавким електродом близько 90 % металу використовується для формування зварного шва, 10 % його металу розбризкується, випаровується або окислюється.

Ручне зварювання найбільш раціональне при відносно невеликих обсягах робіт, необхідності їх виконання у незручних просторових положеннях, при

габаритних обмеженнях застосування зварювальних автоматів та напівавтоматів. Основні його переваги – технологічна гнучкість, мобільність, простота і низька вартість устаткування. Недолік – невисока продуктивність і використання ручної праці. При виготовленні металевих конструкцій на заводах технологічний процес зварювання автоматизують (подача зварювальних матеріалів і ручне переміщення дуги вздовж шва виконуються автоматично). При цьому в основному застосовують зварювання електродом у захисному газі та зварювання під флюсом.

Автоматичне і напівавтоматичне зварювання під флюсом.

Зварювання під флюсом виконують автоматами (рис. 5.4).Флюс ізолює зварювальну ванну від атмосферного повітря, забезпечує стабілізацію дугового розряду, поповнює недостатність легуючих компонентів, При цьому шар флюсу перешкоджає випліскуванню рідкого металу із зварювальної ванни і зменшує втрати на чад. Автоматичне зварювання під флюсом витрачає всього 35 % електродного металу проти 70% при зварюванні покритими електродами. Зварювальна дуга розплавляє електродний дріт 1, і основний метал 5. Дріт подають в зону зварювання за допомогою механізму подачі 2, струм до електроду - через струмодріт 3. Зварювальна дуга 6 і зварювальна ванна 7 ізолювані від навколишнього середовища шаром гранульованого флюсу 4 завтовшки 30...50 мм. Зварювальна ванна складається з металу розплавлених кромek зварюваних металевих елементів і електродного дроту. Флюс в області дуги і зварювальної ванни, розплавляючись, утворює рідку шлакову ванну 8. Після переміщення зварювальної дуги протікає процес формування зварного шва 9 унаслідок кристалізації металу зварювальної ванни. Одночасно твердне шлакова ванна, утворюючи шлакову кірку 10, що легко видаляється. Флюс, що не розплавився, знов використовують при зварюванні.

Для зварювання використовують дріт суцільного перерізу зі спеціальних низьколегованих сталей і позначають літерою Св. Електроди виготовляють із зварювального дроту суцільного перерізу діаметром 0,3 - 12 мм. ГОСТ 2246-70 Дріт сталевий зварювальний. Технічні умови регламентує більше 70 марок

дроту зведених за складом у три групи: низьковуглецеві (Св-08, Св-08А та ін.), леговані (Св-12ГС, Св-10НМА і ін.) і високолеговані (Св-12Х13, Св-10ХГ20СМАН15 і ін.).

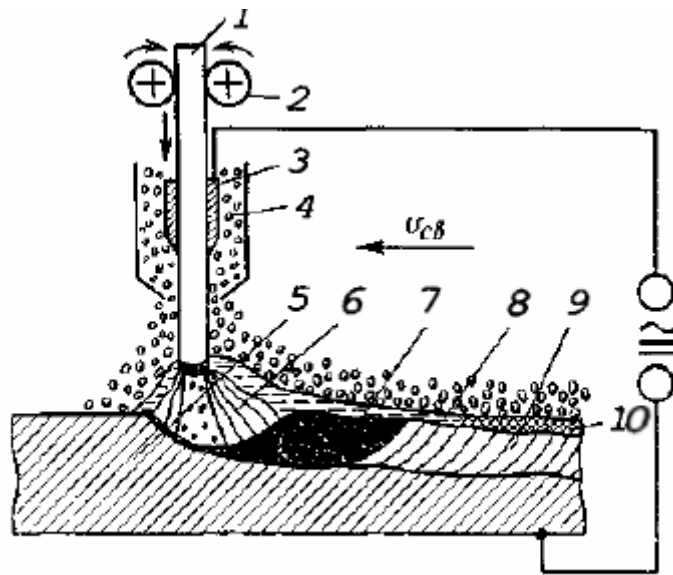


Рис. 5.4. Схема автоматичного зварювання під флюсом:

1 – електродний дріт; 2 – механізм подачі; 3 – струмодріт; 4 – шар флюсу;
5 – основний метал; 6 – зварювальна дуга; 7 – електрод; 8 – шлакова ванна;
9 – зварний шов; 10 – шлакова кірка

Зварювання під флюсом відрізняється однорідністю металу шва за хімічним складом, покращеною формою і постійністю розмірів шва. При цьому виді зварювання спостерігається менше виділення шкідливих газів, відпадає необхідність захисту обличчя і очей зварника.

Зварювання дає підвищення продуктивності праці в порівнянні з ручним зварюванням в 3...6 разів, а зварювання на підвищених режимах - в 15...20 раз. Підвищення струму приводить до можливості зварювання металу значної товщини без обробки кромки і збільшення кількості наплавленого металу, що наплавляється.

Цей спосіб дозволяє отримати найбільш високоякісний шов завдяки надійному тепловому захисту розплавленого металу, повільному охолодженню шва, його значній щільності та хімічній чистоті. Струм великої сили дозволяє

здійснити глибоке проплавлення і підвищити швидкість зварювання. Однак цей спосіб не дозволяє проводити зварювання у будь-яких просторових положеннях або при монтажі конструкцій на відкритому просторі, при дії вітру.

Зварювання порошковим дротом (ПД) усуває вказані недоліки. Порошковий дріт, складається з оболонки та порошкового стержня (рис.5.5). Сталева металева оболонка товщиною 0,2...0,5 мм, через яку проходить струм, утримує порошок стержень і забезпечує безперервний процес зварювання з високою якістю та продуктивністю. Порошковий дріт поділяють на газозахисний, його (використовують при зварюванні у вуглекислому газі) і самозахисний (без додаткового захисту).

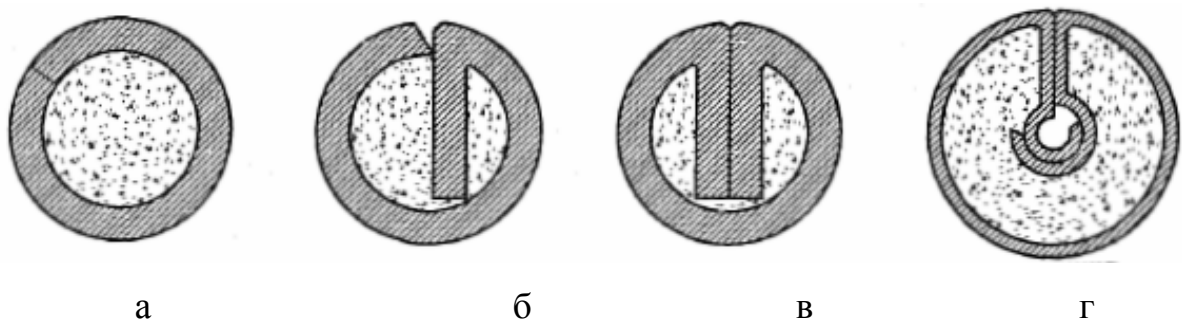


Рис. 5.5. Перерізи порошкових дрітів:

а – трубчастий; *б* – з одним загином; *в* – з двома загинами; *г* – двошаровий

Електрошлакове зварювання. Для виконання вертикальних зварних швів використовують електрошлакове зварювання. Шлакова ванна, утворюється шляхом розплавлення флюсу, що міститься у зоні шва між мідними повзунами (рис.5.6.) Спочатку флюс плавиться зварювальною дугою, а після розплавлення флюсу дуга гасне. В подальшому розплавлення електродного дроту та кромek зварюваних елементів відбувається під дією теплової енергії, що виділяється при проходженні струму через шлакову ванну. Після заповнення зазору між кромками зварюваних елементів повзуні пересуваються вздовж утвореного шва.

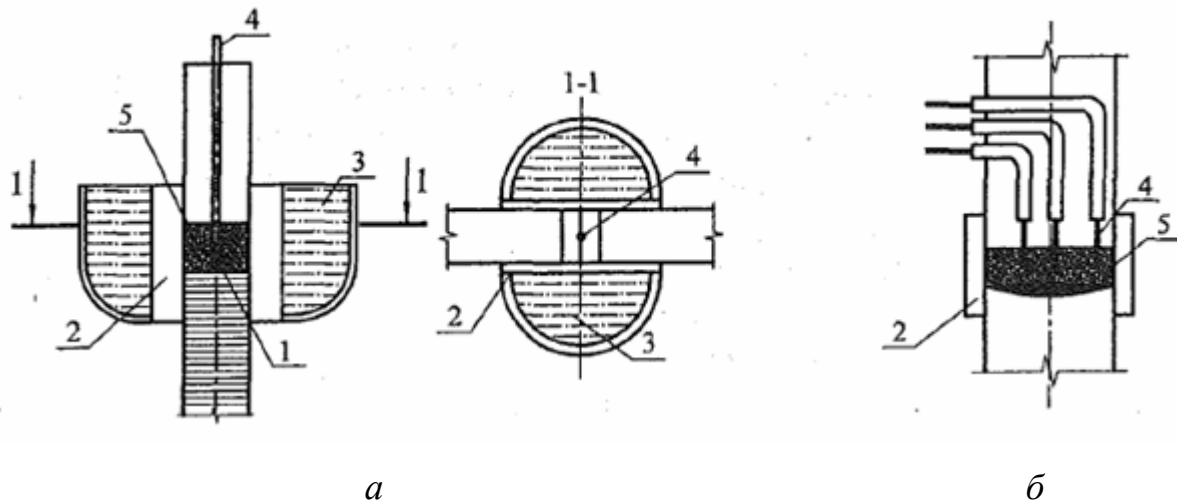


Рис.5.6. Схеми електрошлакового зварювання: *а* – одним електродом і зварюваного елемента); *б* – кількома електродами; 1 – дуга електрод; 2 – мідний повзун; 3 – охолоджувальна ванна; 4 – електрод; 5 – шлакова ванна

Цей спосіб дозволяє отримати шви високої якості, у них практично відсутні пори, шлакові включення. Але внаслідок уповільненого нагріву та охолодження утворюється крупнозерниста структура шва, що має знижені міцнісні характеристики порівняно з дуговим зварюванням. Для підвищення міцності шва після зварювання виконується термічна обробка елемента (нормалізація, гартування з відпуском).

Контактне зварювання. При виготовленні будівельних сталевих конструкцій застосовують контактне зварювання: *точкове* для з'єднань тонкостінних, решітчатих конструкцій, сходів, дверей, кабін, віконних перепльотів тощо) і *шовне* – для листових конструкцій (газоходів, тонкостінних труб), резервуарів, баків. . При точковому або шовному зварюванні (рис.5.6.) струм великої сили (до 100 тис. А) короткочасно (0,01...0,5 с) проходить між електродами 3, нагріваючи метал у місці контакту листів до появи розплавленої зони або ядра точки 4.

До видів до електродугових зварювань також відносяться: зварювання в атмосфері захисних газів, зварювання і обробка матеріалів плазмовим струменем, зварювання електронним і лазерним променем.

Окрім зварювання плавленням на заводах використовують зварювання деталей тиском. При цьому способі напускають один елемент на інший з

тиском на ці деталі. Внаслідок цього забруднені поверхневі шари металу витискуються, а чисті стикаються і утворюють єдине ціле. Відносно невисокий нагрів та утрудненість доступу атмосферного повітря у зону зварювання майже не змінює хімічний склад і структуру зварюваного металу, а отже й механічні властивості з'єднань.

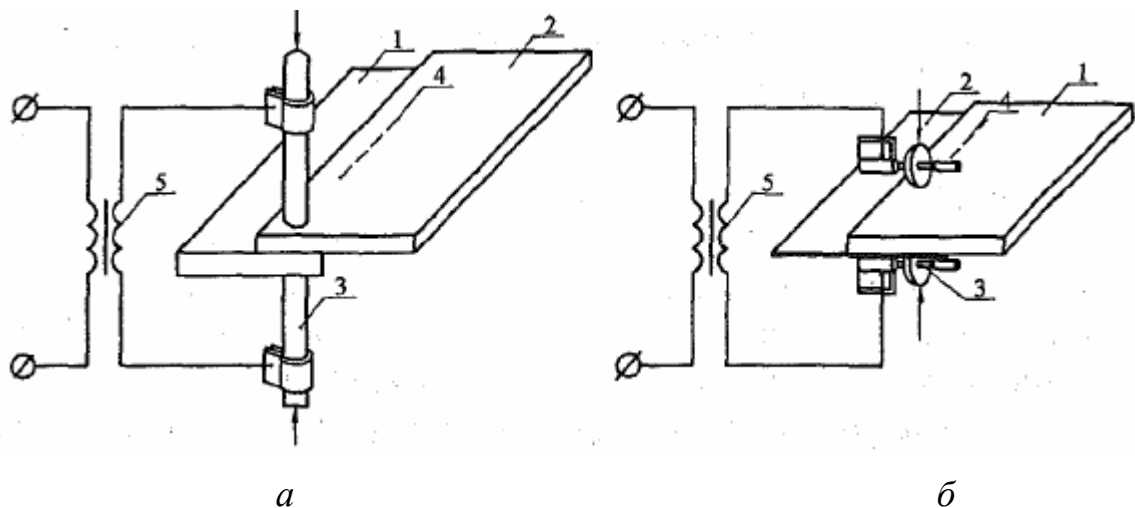


Рис.5.6. Схеми контактної зварювання: *а* – точкового; *б* – шовного; 1,2 – зварювані елементи; 3 – електроди; 4 – зварні точки (зварний шов); 5 – трансформатор

Газове зварювання. Одним з різновидів термічного зварювання є газове зварювання (рис. 5.7.). При газовому зварюванні метал зварюваних елементів розплавляється високотемпературним газовим полум'ям. Газовий палик служить для спалювання горючих газів в атмосфері кисню. Присадковий метал прутка необхідний для заповнення зварювальної ванни й одержання потрібного перерізу шва. Як пальні гази використовують ацетилен, пропан, природний газ, а також пари бензину і гасу. Для газового зварювання металу найчастіше використовують ацетилен C_2H_2 , оскільки він при згорянні в суміші з киснем відзначається високими температурою згорання (близько $3150^{\circ}C$) і теплотворною здатністю.

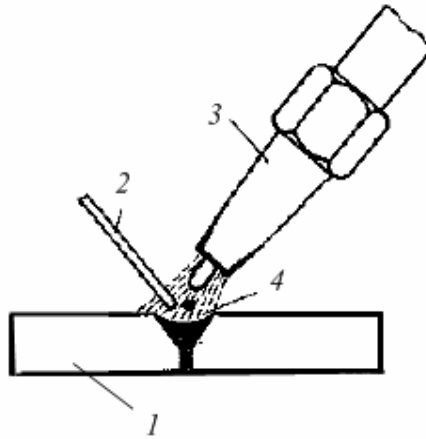


Рис.5.7. Схема газового зварювання:

1 – зварювані елементи; 2 – присадковий пруток; 3 – газовий пальник; 4 – газове полум'я

5.4. Характеристика зварних швів

Зварні шви класифікують за різними ознаками залежно від умов виготовлення та експлуатації сталевих конструкцій.

За конструктивними ознаками розрізняють стикові та кутові шви. *Стиковими швами* з'єднують елементи, розміщені в одній площині (рис. 5.7).

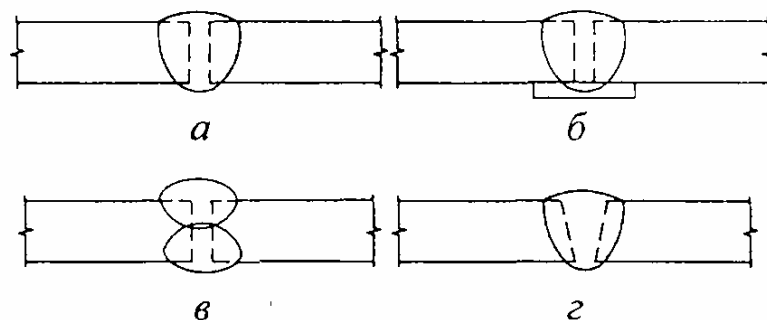


Рис. 5.7. Стикові шви:

а – однобічний; б – однобічний з підкладкою; в – двобічний; г – з обробленням крайок зварювальних елементів

Стикові і шви найбільш раціональні за витратами присадкового матеріалу та зручні для контролю якості, бо створюють найменші концентрації

напружень. Їхнім недоліком є необхідність додаткової обробки крайок з'єднаних елементів значної товщини для забезпечення повного провару (рис. 5.7, г). Чим більша товщина елементів, які підлягають з'єднанню, тим складніший вид обробки використовують і більший кут зрізання граней (від 30° до 70°).

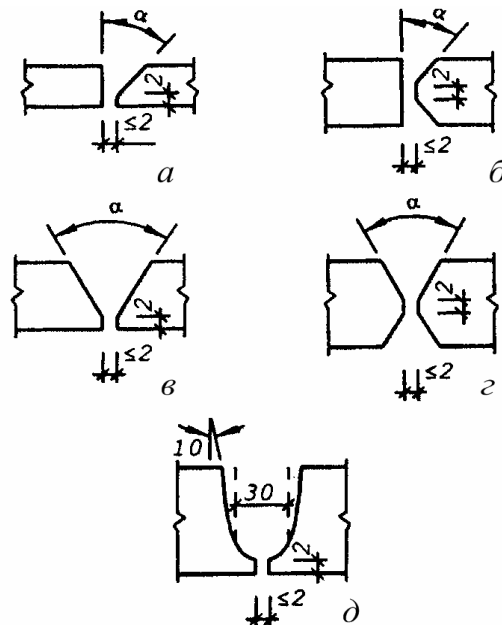


Рис. 5.8. Форми обробки граней перед зварюванням:

а,б – однобічні V- та К-подібні; *в, г* – двобічні V- та Х -подібні; *д* – криволінійна обробка

Стикові шви виконують з одного або двох боків. Однобічний шов застосовують, тільки якщо доступ до зворотньої сторони шва неможливий. Однобічне зварювання використовують у випадках зварювання громіздких конструкцій, коли їх кантування неможливе або утруднене. Тому доцільним є зварювання з обох боків, що забезпечує симетрію шва.

З'єднання якісного виконаного стикового шва має незначні концентрації напружень (рис. 5.9, б), а також зміну товщини у місці наплавлення шва. Непровар і кратер на кінцях шва на початку і в кінці шва вважають дефектами і ліквідують виведенням кінців шва на тимчасові технологічні планки, які після закінчення зварювання зрубують.

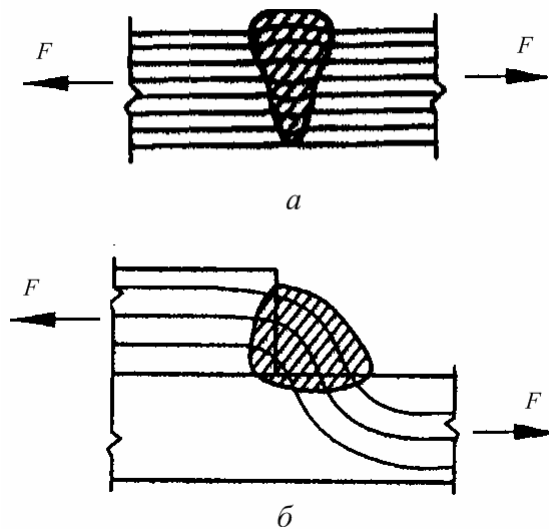


Рис. 5.9. Характер траєкторій силових ліній зварних з'єднань:

а – стикове з'єднання; б – кутове з'єднання

Кутові шви накладаються на кут, утворений гранями з'єднуваних елементів, що розташовані у різних площинах. За формою вони близькі до трикутника і можуть бути опуклими (посилені напливом), нормальними (без посилення) або вгнутими. Кутові шви створюють значні концентрації напружень, оскільки при передачі зусилля з одного елемента на другий силові лінії дуже викривлюються (рис. 5.9, б).

У конструкціях широко застосовують шви *унапуск*. Вони не потребують великої точності при підготовці крайок та складанні деталей з'єднання, але характеризуються значними концентраціями напружень. Залежно від положення відносно напрямку дії зусилля кутові шви поділяють на флангові й лобові. Шви, паралельні лінії дії зусилля, називаються *фланговими*, а перпендикулярні — *лобовими* (рис. 5.10).

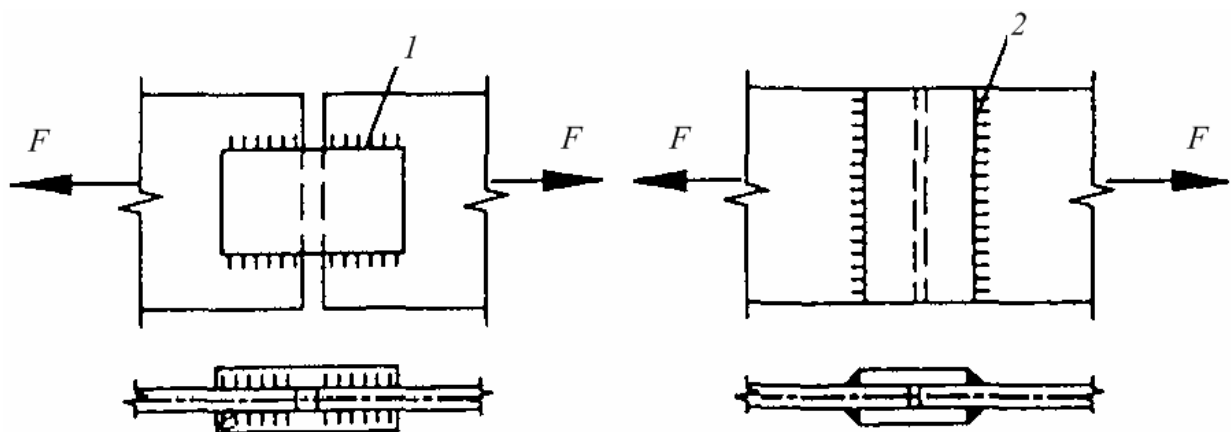


Рис. 5.10. З'єднання на кутових швах:

1 – фланговий шов; 2 – лобовий шов

У деяких випадках для запобігання втрати стійкості елементів або для конструктивних з'єднань елементів застосовують пробкові шви. *Пробкові шви* утворюються при заповненні металом круглих або щілинних отворів або прорізів у з'єднаннях. Різновидом пробкових швів є електрозаклепки, утворені наплавленням металу в отвори одного зі з'єднуваних елементів (рис. 5.11).

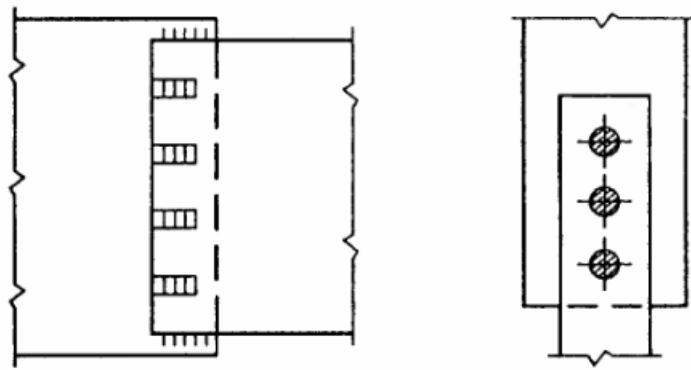


Рис. 5.11. Пробкові шви

Для виготовлення електрозаклепок використовують електроди з тугоплавкими обмазками. Під час зварювання електрод поступово заглиблюється у розплавлений метал, поки верхній елемент не буде проплавлено наскрізь. Тугоплавка обмазка електрода плавиться повільніше, ніж сталеве осердя, і захищає дугу від розплавленого металу. Після видалення електроду розплав заповнює отвір і утворює електрозаклепку.

За призначенням шви поділяють на робочі (розрахункові), які сприймають дію зусилля, та конструктивні, що служать лише для фіксації елементів і не передають значних зусиль.

За місцем виконання шви бувають заводські та монтажні. За протяжністю розрізняють шви суцільні й переривчасті.

За положенням у просторі під час зварювання шви поділяють на *нижні, вертикальні, стельові, горизонтальні на вертикальній поверхні та "в човник в човник"* (рис. 5.12). Найзручнішими для виконання є нижні шви та "в човник".

Таким швам слід надавати перевагу при виготовленні конструкцій у заводських умовах. Шви на вертикальній площині складніші й вимагають високої кваліфікації зварювальників. Задовільного формування шва можна досягти при невеликих обсягах зварювання.

Найскладніше виконання стельових швів, що накладаються знизу. Якість таких швів нижча, тому при проектуванні зварних конструкцій їх уникати. Якість таких швів невисока, оскільки перенесення металу з електрода до зварювальної ванни відбувається знизу догори (проти сили тяжіння) і тому при конструюванні їх намагаються уникати.

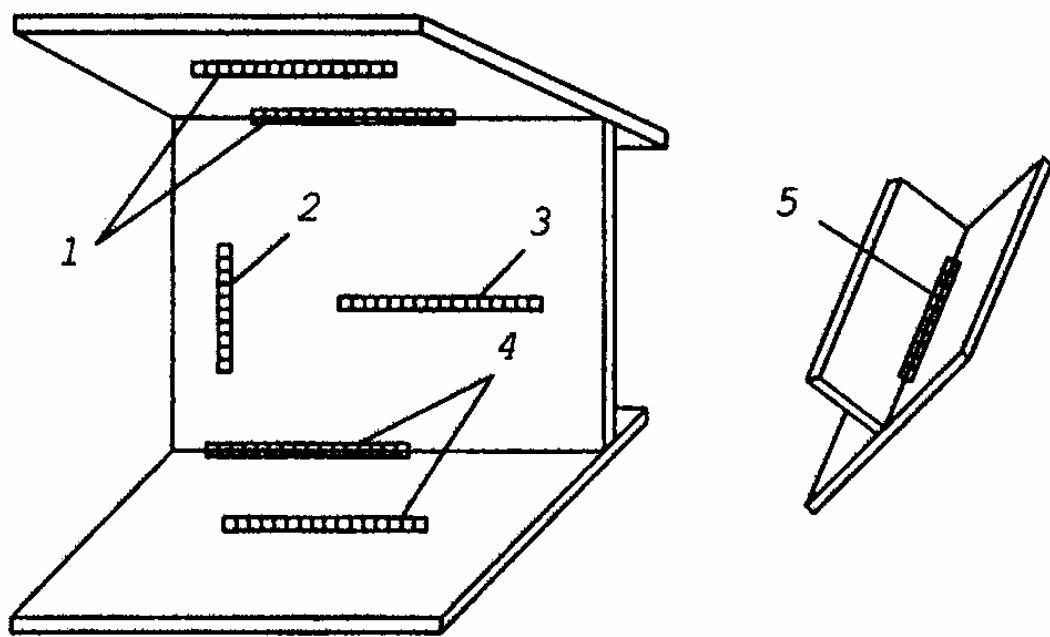


Рис. 5.12. Положення швів у просторі:

1 – стельові; 2 – вертикальні; 3 – горизонтальні на вертикальній поверхні;
4 – нижні; 5 – човником

Зварювальні напруження і деформації. У процесі зварювання метал в зоні зварюваного шва зазнає впливів температур в широкому діапазоні, в результаті чого змінюються його структура і механічні властивості. Зварювальні напруження виникають як наслідок нерівномірного нагріву, утрудненого розширення і стиснення розігрітого металу, оточеного холодним металом, і структурних перетворень в металах. Зварювальні напруження, що мають лінійний характер і не перевищують границі текучості металу,

практично не впливають на міцність з'єднання. Наявність зварювальних напружень у двох або трьох напрямках може викликати крихке руйнування з'єднання. При цьому несприятливий вплив зварювальних напружень посилюється наявністю концентраторів напружень внаслідок дефектів швів.

Якщо зварювальні напруження досягнуть границі текучості, можуть виникнути залишкові деформації матеріалу. Величина і характер залишкових деформацій визначаються властивостями і товщиною зварюваних металів, режимом зварювання, послідовністю накладання швів, конструктивними формами зварюваних елементів і формою шва. Залишкові деформації знижують довговічність і псують зовнішній вигляд зварної конструкції.

Згідно норм проектування зварювальні напруження в розрахунках не враховують. Тому для зменшення негативного впливу зварювання на конструкцію необхідно розробити певні конструктивні і технологічні заходи. При проектуванні обмежують кількість зварних з'єднань за рахунок використання великорозмірного листового та профільного прокату. Розташування і конструювання зварних з'єднань повинні запобігати виникненню об'ємного напруженого стану, зменшенню концентрації напружень при різких змінах перерізів тощо.

Вищевказані заходи сприяють зменшенню деформацій формозміни, але не зменшують рівень залишкових зварювальних напружень

Існуючі методи зняття зварювальних напружень – термообробка, термопластичний метод, аргондугова обробка, проковування металу шва і околшовної зони, та ін.

5. 4. Види зварних з'єднань

Стандарти на електродугове зварювання передбачають такі види з'єднань: стикове, кутове, таврове, внапуск (рис. 5.13).

Стикові з'єднання виконують за допомогою стикових швів у балках, ригелях, колонах будівель, резервуарах, газгольдерах, бункерах, силосах, трубопроводах тощо. Особливо доцільні вони в листових конструкціях,

оскільки забезпечують найменшу концентрацію напружень, економічні, зручні для фізичних методів контролю якості, герметичності швів.

Таврові й кутові з'єднання використовують для скріплення взаємно перпендикулярних елементів, наприклад, поясних швів балок і колон, приєднання ребер тощо. Такі з'єднання можуть бути з повним і неповним проплавленням товщини. При статичних навантаженнях проектують неповне проварювання, бо проплавлення всієї товщини ускладнює процес зварювання і зумовлює його подорожчання. Повне проплавлення передбачають лише при достатньому обґрунтуванні, наприклад, у поясних з'єднаннях підкранових балок, оскільки непровар у корені шва є концентратором напружень і зумовлює значне зниження втомної міцності металу шва.

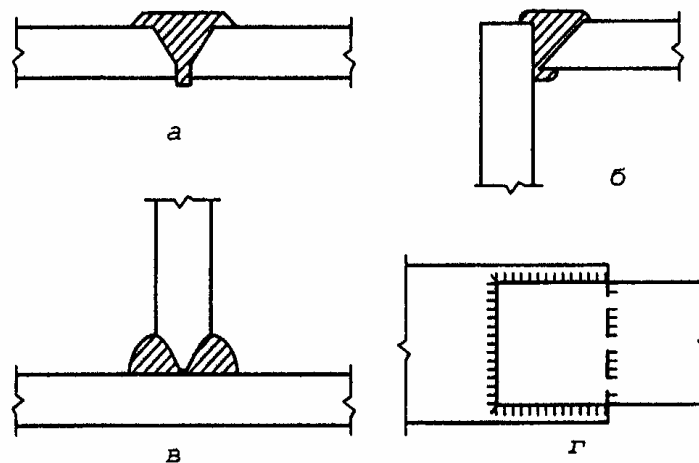


Рис. 5.13. Види зварних з'єднань:

а – стикове; б – кутове; в – таврове; г – внапуск

З'єднання внапуск утворюють з допомогою кутових швів і використовують у більшості монтажних стиків та досить часто у заводських умовах. Для цього виду з'єднання допускаються менші точності виготовлення деталей та спрощується виконання. На відміну від стикових з'єднань внапуск властиві значні концентрації напружень, що негативно впливають на їхню роботу при динамічних навантаженнях. При статичних навантаженнях і використанні пластичних сталей негативний вплив концентрацій напружень у кутових швах незначний.

Застосування у будівельних конструкціях прорізних швів, електрозаклепок і переривчастих швів обмежене. Їх можна використовувати у несучих конструкціях, на які не впливають рухомі чи вібраційні навантаження та розтягувальні зусилля, а також у допоміжних елементах. Відстань між переривчастими швами не повинна перевищувати $15t$ у стиснених і $30t$ у розтягнених неробочих елементах (t – найменша товщина з'єднаних елементів).

Якість зварних швів обов'язково контролюють. Методи контролю регламентовані нормами на виконання і приймання робіт.

Стискові з'єднання. Основи розрахунку і конструювання

Стикові шви у з'єднанні можуть бути розміщені перпендикулярно (рис. 5.14.6, а) або під кутом (рис. 5.15) до лінії дії сили. Такі з'єднання найраціональніші, оскільки мають найменші матеріаломісткість і концентрації напружень.

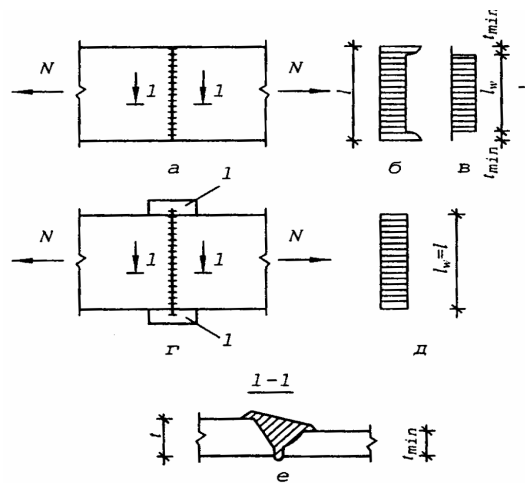


Рис. 5.14. Розрахунок стикових швів на дію осьової сили: а – без вивідних планок; б – фактична епюра нормальних напружень; в, д – розрахункові епюри; г – з вивідними планками; е – переріз шва; і – вивідні планки

Найчастіше стикові шви застосовують при з'єднанні листового металу, хоча допускається їх використання і при з'єднанні профілів. Але при цьому важко забезпечити повне проварювання у місцях перетину окремих частин перерізу (наприклад, стінок і полицок у двотаврах чи швелерах).

Якісно виконане стикове з'єднання має незначні концентрації напружень через наявність непровару і кратеру на кінцях шва (рис. 5.14, б), а також зміну товщини у місці наплавлення шва. Непровар і кратер ліквідують виведенням кінців шва на тимчасові технологічні планки (рис. 5.14, г), які після закінчення зварювання зрубують.

(струганням, фрезеруванням, шліфуванням) зняти метал шва, який виступає за межі товщини з'єднаних елементів.

Стикове з'єднання може працювати на дію осевих сил (стиск та розтяг), згин, кручення, зріз та різні поєднання цих зусиль. Завдання розрахунку – забезпечити необхідну міцність шва.

При дії осевих зусиль напруження у шві перевіряють за формулою

$$\sigma_{w,N} = \frac{N}{A_w} \leq R_{wy} \gamma_c, \quad (5.1)$$

де $A_w = l_w t_{\min}$ – площа перерізу шва; R_{wy} – розрахунковий опір металу стикового шва за межею текучості; $l_w = l - 2t_{\min}$ – розрахункова довжина шва; $t_{\min}$ – найменша товщина з'єднаних елементів.

За наявності тимчасових вивідних планок приймають $l_w = l$.

Підставивши

$$\sigma_{w,N} = \frac{N}{l_w \cdot t_{\min}} \leq R_{wy} \gamma_c. \quad (5.2)$$

Розрахунковий опір металу шва приймають згідно з рекомендаціями норм: $R_{wy} = R_y$ для стиску, а при наявності фізичних методів контролю якості також і для розтягу чи згину; $R_{wy} = 0,85R_y$ – для розтягу і згину за відсутності фізичних методів контролю якості шва. При цьому обов'язковими є правильний добір матеріалів для зварювання згідно з вказівками норм та повний провар товщини з'єднаних елементів.

Якщо конструкцію розраховують з допущенням пластичних деформацій згідно з розрахунковим опором за межею міцності R_u , то і з'єднання проектує з підстановкою у формулу (5.2) замість R_{wy} розрахункового опору металу шва за межею міцності R_{wu} та коефіцієнта надійності γ_u :

$$\sigma_{w,N} = \frac{N}{l_w \cdot t_{\min}} \leq R_{wu} \frac{\gamma_c}{\gamma_u}. \quad (5.3)$$

Коли ж напруження у шві перевищують характеристики міцності металу шва, стиковий шов виконують навскіс, збільшуючи тим самим його довжину (рис. 5.15). Найчастіше кут закладення шва приймають 1:2. Таке з'єднання при правильному доборі матеріалів для зварювання і повному проварові товщини є

рівноцінним основному металу і не потребує розрахунку. Не розраховують також з'єднання з нормальними стиковими швами при виведенні швів на тимчасові технологічні планки, фізичних методах контролю якості шва та дотриманні інших конструктивних вимог норм (рис. 5.14, г). У цьому випадку і площа, і розрахунковий опір металу шва відповідають основному металу. Тобто з'єднання є рівноміцним.

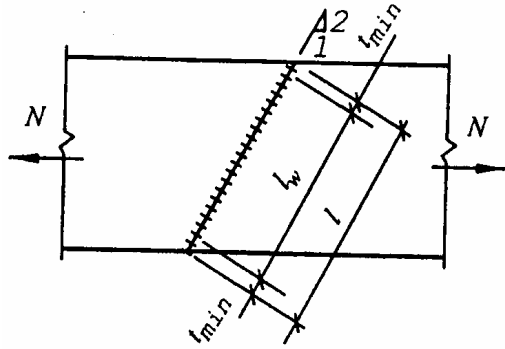


Рис. 5.15. Стикове з'єднання за допомогою скісного шва

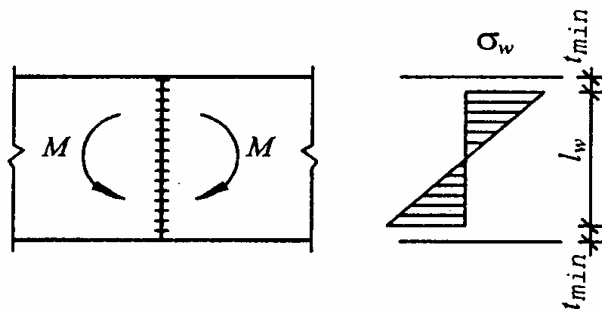


Рис. 5.16. Епюра напружень у стиковому шві від дії згинального моменту

При дії на шов згинального моменту (рис. 4.8) перевірці підлягає рівень найбільших нормальних напружень:

$$\sigma_{w,M} = \frac{M}{W_w} \leq R_{wy} \gamma_c. \quad (5.4)$$

Або, підставляючи момент опору шва

$$W_w = \frac{t_{min} \cdot l_w^2}{6},$$

$$\sigma_{w,M_{max}} = \frac{6M}{t_{min} \cdot l_w^2} \leq R_{wy} \gamma_c. \quad (5.5)$$

У випадку роботи шва на зріз (рис. 5.17) розрахунок виконують за середніми значеннями дотичних напружень:

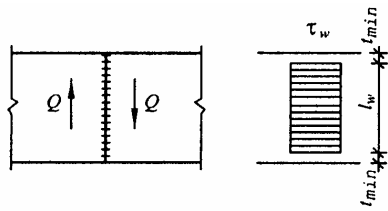
$$\tau_w = \frac{Q}{A_w} = \frac{Q}{l_w \cdot t_{min}} \leq R_{ws} \cdot \gamma_c, \quad (5.6)$$

де $R_{ws} = 0,58R_{wy}$ – розрахунковий опір металу шва на зріз.

У з'єднаннях реальних конструкцій зазначені зусилля найчастіше діють у поєднанні. Розглянемо випадок одночасної дії нормальної сили і згинального моменту. Від обох зусиль у перерізі шва виникають нормальні напруження однакового чи протилежного напрямку. Відповідне напруження σ_w є алгебраїчною сумою напружень $\sigma_{w,N}$ та $\sigma_{w,M}$, зумовлених нормальною силою N та згинальним моментом M :

$$\sigma_w = \sigma_{w,N} + \sigma_{w,M} = \frac{N}{l_w \cdot t_{min}} + \frac{6M}{l_w^2 \cdot t_{min}} \leq R_{wy} \gamma_c. \quad (5.7)$$

Коли ж у з'єднанні одночасно діють нормальні та дотичні напруження, то перевірку виконують за зведеними напруженнями:



$$\sigma_{w,red} = \sqrt{(\sigma_{w,N} + \sigma_{w,M})^2 + 3\tau_w^2} \leq_{де} 1,15 R_{wy} \gamma_c,$$

Рис. 5.17. Розрахункова епюра дотичних напружень у стисковому шві від дії перерізувальної сили

величини $\sigma_{w,N}$, $\sigma_{w,M}$, τ_w визначають, як це зазначено вище; 1,15 – коефіцієнт, що враховує зміну міцності матеріалу при складному напруженому стані.

Основні конструктивні вимоги при проектуванні стикових з'єднань:

- правильний добір матеріалів для зварювання;
- повний провар товщини з'єднуваних елементів (при цьому доцільним є зварювання з обох боків, що забезпечує симетрію шва).

В умовах монтажу допускається однобічне зварювання з підварюванням кореня шва та зварювання на сталевій підкладці, що залишається;

- забезпечення вільного доступу до зварного з'єднання з урахуванням обраного способу та технології зварювання;
- використання високопродуктивних максимально автоматизованих способів зварювання;
- при динамічних навантаженнях напливи металу шва, які виступають за межі поверхні з'єднуваних елементів, рекомендується знімати механічною обробкою. Це, разом з використанням тимчасових вивідних планок, дає змогу позбутися навіть тих невеликих концентрацій напружень, які властиві стиковим швам.

З'єднання кутовими швами

З'єднання кутовими швами виконуються внапуск, коли один елемент накладається на інший, за допомогою накладок, у тавр і кутом (рис. 5.18).

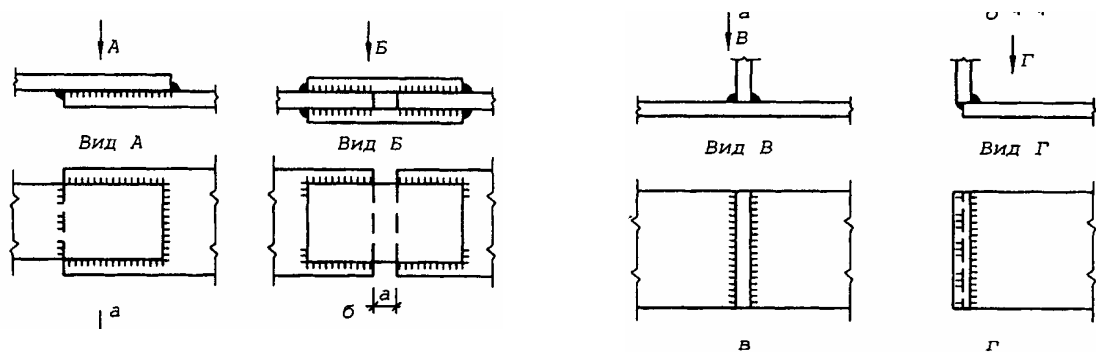


Рис. 5.18. З'єднання кутовими швами: а – внапуск; б – за допомогою накладок; в – у тавр; г – кутове

З'єднання може бути виконане фланговими чи лобовими швами, а також їх поєднанням.

З'єднання фланговими швами

З'єднання на флангових швах (рис. 5.19, а) характеризуються нерівномірним розподілом напружень як по ширині з'єднання, так і по його довжині. Оскільки шви, через які передаються зусилля, розміщені на краях з'єднуваних елементів, то в цих місцях спостерігається концентрація напружень (рис. 5.19, б). Окрім цього, основна частина зусилля передається поблизу кінців шва (рис. 5.19, в). При довгих флангових швах їхня середня частина практично не бере участі у передачі зусиль. Тому у розрахунку враховують довжину шва, яка не перевищує деякого розрахункового значення $l_{w_{max}}$. Шви руйнуються від кінців, де діють найбільші напруження, до середини. Визначено два види руйнування:

- за наплавленим металом шва приблизно по бісектрисі кута (переріз 1-1, рис. 5.20);
- за межею сплавлення (переріз 2-2, рис. 5.20).

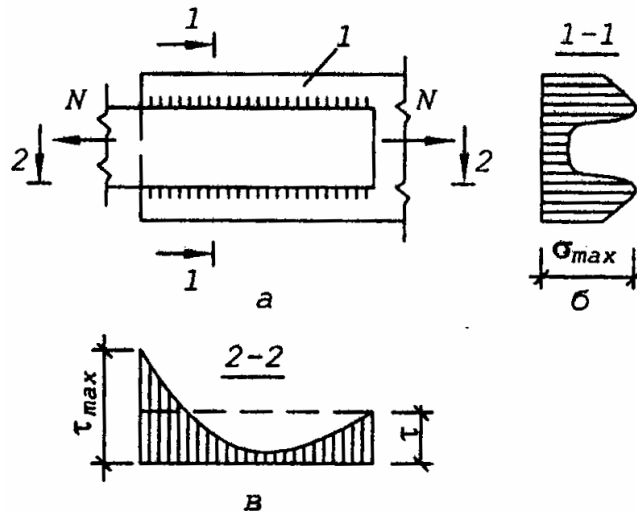


Рис. 5.19. З'єднання на флангових швах: а – план з'єднання; б – епюра нормальних напружень у перерізі 1-1 елемента 1; в – епюра дотичних напружень у шві, переріз 2-2

Навантаження будь-якого характеру завжди спричиняють зріз металу на одній з цих площин. Площа зрізу становить:

для площини 1

$$A_{wf} = \beta_f k_f l_w; \quad (5.8)$$

для площини 2

$$A_{wz} = \beta_z k_f l_w; \quad (5.9)$$

де β_f, β_z – коефіцієнти переходу від катета шва k_f до ширини відповідної площини руйнування; l_w – розрахункова довжина шва.

Значення коефіцієнтів β_f та β_z залежать від глибини проплавлення металу, що, в свою чергу, зумовлено видом зварювання та положенням елементів при зварюванні. Наприклад, автоматичне і напівавтоматичне зварювання виконують більшою силою струму, ніж ручне, тому глибина плавлення металу більша і значення коефіцієнтів відповідно вищі. Діапазон зміни коефіцієнтів: $\beta_f = 0,7 \dots 1,10$, $\beta_z = 1,00 \dots 1,15$. Конкретні числові значення приймають згідно з вказівками норм.

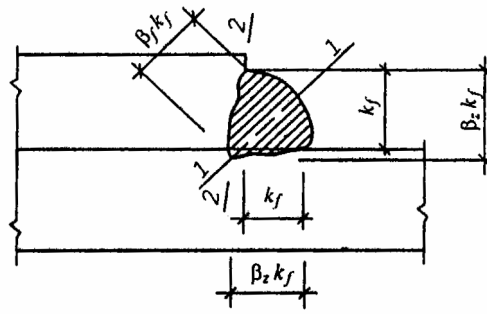


Рис. 5.20. Розрахункова схема
кутового шва: 1, 2 – розрахункові
перерізи за наплавленим металом та межею сплавлення

Значення розрахункової довжини кутового шва обчислюють аналогічно стиковому з урахуванням непроплавлення і кратеру.

$$l_w = l - 2k_f, \quad (5.10)$$

де l – геометрична довжина шва.

Щоб пом'якшити концентрації напружень на кінцях шва, а також винести зони непроплавлення та кратера за межі довжини шва, рекомендується заводити кутові шви за торці з'єднуваних елементів на 15...20 мм (рис. 5.18, б).

Флангові шви розраховують за середніми значеннями дотичних напружень зрізу у зазначених площинах 1 та 2. Таким чином, перевірки міцності з'єднання під дією осової сили (рис. 5.19) матимуть вигляд:

за наплавленим металом:

$$\tau_{wf} = \frac{N}{A_{wf}} = \frac{N}{n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot l_w} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c; \quad (5.11)$$

за межею сплавлення:

$$\tau_{wz} = \frac{N}{A_{wz}} = \frac{N}{n \cdot \beta_z \cdot k_z \cdot l_w} \leq R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c; \quad (5.12)$$

де n – кількість швів;

R_{wf} , R_{wz} – розрахункові опори металу шва відповідно за наплавленим металом та межею сплавлення; γ_{wf} , γ_{wz} – коефіцієнти умов роботи шва.

Згідно з рекомендаціями норм приймають такі розрахункові опори:

$$R_{wf} = 0,55 \frac{R_{wun}}{\gamma_{wu}}; \quad (5.13)$$

$$R_{wz} = 0,45R_{un}, \quad (5.14)$$

де R_{wun} – нормативний опір наплавленого металу шва, який залежить від типу електродів чи марки зварювального дроту; γ_{wu} – коефіцієнт надійності за матеріалом для наплавленого металу шва.

Перевіряючи міцність флангових швів, необхідно пам'ятати, що їх розрахункова довжина не повинна перевищувати значень:

$$l_w \leq l_{w,max} = 85\beta_f k_f. \quad (5.15)$$

Матеріали для зварювання вибирають відповідно до марки сталі елементів, які з'єднуються, та наявного технологічного обладнання з урахуванням групи конструкції й кліматичного району будівництва. При цьому мають виконуватися умови:

для сталі з межею текучості до 285 МПа – $R_{wf} \geq R_{wz}$,

при ручному зварюванні – $R_{wf} \geq 1,1R_{wz}$, але $R_{wf} \leq R_{wz} \frac{\beta_z}{\beta_f}$;

для сталі з межею текучості понад 285 МПа $R_{wz} \leq R_{wf} \leq R_{wz} \frac{\beta_z}{\beta_f}$.

З'єднання лобовими швами

Лобові шви (рис. 5.21, а) передають зусилля по ширині з'єднаних елементів більш рівномірно, ніж флангові, але надзвичайно концентровано внаслідок малої ширини шва. Їх робота пов'язана зі значними концентраціями напружень, зумовленими викривленням силових ліній та наявністю щілини між з'єднуваними елементами. Найкрутіше викривлення силових ліній спостерігається у корені шва біля щілини. Саме там концентрації напружень найбільші (рис. 5.21, б).

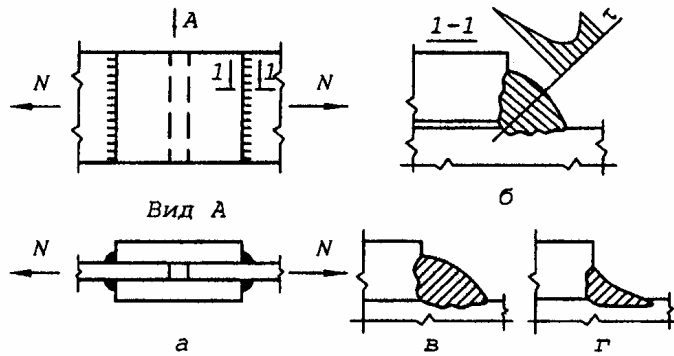


Рис. 5.21.З'єднання на лобових швах:
а – конструкція з'єднання; б – епюра
дотичних напружень у перерізі шва; в, г –
пологий та увігнутий шви

Зі збільшенням глибини проплавлення концентрація напружень поблизу кореня шва може дещо зменшуватися. Але уникнути її повністю не вдається, оскільки основною причиною є наявність у з'єднанні щілини між з'єднуваними елементами.

Концентрація напружень у верхній частині валика шва може бути зменшена внаслідок застосування пологих та увігнутих швів (рис. 5.21, в, г) чи механічного оброблення шва з метою забезпечення плавного переходу від одного елемента до іншого.

Як і у флангових швах, у даному випадку руйнування відбувається за наплавленим металом або межею сплавлення (відповідно перерізи 1-1 або 2-2, рис. 5.20). Внаслідок значних концентрацій напружень у шві характер руйнування лобового шва крихкий.

Аналітичний запис умов міцності з'єднання аналогічний фланговим швам. Обмеження на граничну розрахункову довжину лобового шва відсутнє, оскільки зусилля передається рівномірно всією шириною з'єднання.

Таврове з'єднання

Схеми з'єднань та епюри дотичних напружень, які виникають у швах, зображені на рис. 5.22.

Під дією нормальної сили (рис. 5.22, а) робота з'єднання аналогічна роботі з'єднання лобовими швами, а перерізуювальної сили (рис. 5.22, б) – роботі з'єднання фланговими швами. Відповідним чином виконують і розрахунок.

Згинальний момент зумовлює нерівномірний розподіл напружень (рис. 5.22, в). їхні найбільші значення:

$$\tau_{wM} = \frac{M}{W_w}, \quad (5.16)$$

де W_w – момент опору перерізу шва шириною $\beta_f k_f$ чи $\beta_z k_z$ (залежно за яким з перерізів ведуть розрахунок) і висотою, що дорівнює розрахунковій довжині шва l_w .

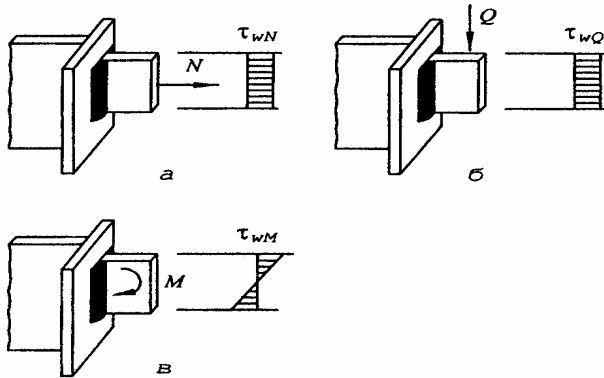


Рис. 5.22. Таврове з'єднання та епюри напружень у швах:

а, б, в – відповідно від дії нормальної перерізувальної сил та моменту

Звідси

$$W_{wf} = \frac{1}{6} n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot l_w^2; \quad (5.17)$$

$$W_{wz} = \frac{1}{6} n \cdot \beta_z \cdot k_z \cdot l_w^2; \quad (5.18)$$

де n – кількість швів.

Підставивши (5.17) і (5.18) у формулу (5.16), отримаємо умову перевірки міцності шва за найбільшими напруженнями:

$$\tau_{wMf} = \frac{6M}{n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot l_w^2} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c; \quad (5.19)$$

$$\tau_{wMz} = \frac{6M}{n \cdot \beta_z \cdot k_z \cdot l_w^2} \leq R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c. \quad (5.20)$$

При поєднанні нормальної та перерізувальної сил зі згинальним моментом виконують геометричне додавання дотичних напружень, зумовлених цими зусиллями (відповідно τ_{wN} , τ_{wQ} , τ_{wM}). Враховуючи, що напрямки τ_{wN} і τ_{wM} паралельні, а τ_{wQ} – перпендикулярний до них, перевірка міцності має вигляд

$$\sqrt{(\tau_{wNf} + \tau_{wMf})^2 + \tau_{wQf}^2} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c. \quad (5.21)$$

$$\sqrt{(\tau_{wNz} + \tau_{wMz})^2 + \tau_{wQz}^2} \leq R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c. \quad (5.22)$$

Як бачимо, умови міцності кутових і стикових швів при одночасній дії декількох силових чинників різні і їх не слід плутати. Це пояснюється тим, що у

стикових швах можуть виникати як нормальні, так і дотичні напруження, а у кутових швах – лише дотичні.

Головні конструктивні вимоги при проектуванні з'єднань на кутових швах

Розміри та форму зварних кутових швів приймають, дотримуючись таких найважливіших вимог:

1) катети кутових швів приймають згідно з розрахунком, але обов'язково більшими чи рівними найменшим значенням, зазначеним у нормах. Найменші значення визначені з метою забезпечення достатньої глибини проплавлення і належної якості з'єднання залежно від товщини з'єднуваних елементів і виду зварювання;

2) співвідношення сторін шва найчастіше приймають 1:1 (рис. 5.23, а):

3) при з'єднанні елементів різної товщини, коли шов накладають на грань товстішого елемента, катет кутового шва k_f не повинен перевищувати $1,2t_{\min}$, оскільки при більших значеннях спостерігається наскрізне проплавлення тоншого зі з'єднуваних елементів. У цьому випадку допускаються також шви з неоднаковими катетами, в яких більший катет прилягає до товстішого елемента (рис. 5.23, б);

4) розрахункова довжина шва не повинна бути меншою за $4k_f$ чи 40 мм. Коротші шви неякісні, оскільки при зварюванні метал з'єднуваних елементів не встигає належним чином нагрітись і спостерігається непроплавлення;

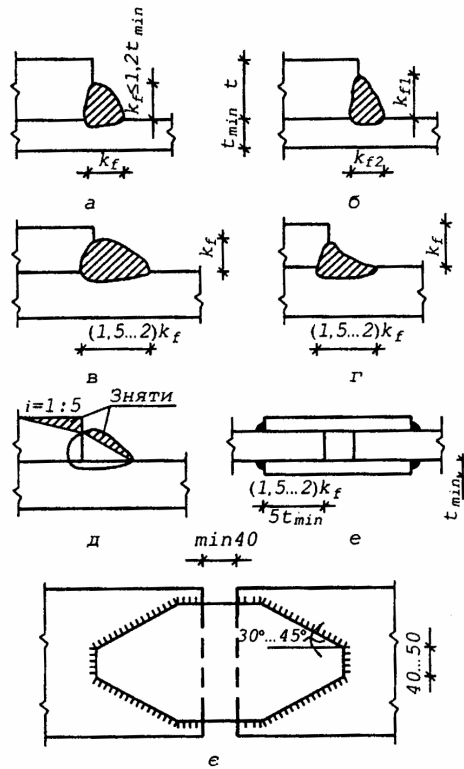


Рис. 5.23. Конструювання з'єднань на кутових швах:

а-г – відповідно рівносторонній та підвищений, пологий та вгнутий шви;

д – схема механічної обробки; е, е – конструкції накладок

5) розрахункова довжина флангових швів не повинна перевищувати $85 \beta_f \cdot k_f$ за винятком швів, у яких забезпечена передача зусилля по всій довжині шва (наприклад, з'єднання полиць зі стінкою у зварних двотаврах тощо);

6) при динамічних навантаженнях з метою зменшення концентрацій напружень формують пологі або вгнуті шви зі значною глибиною проплавлення (рис. 5.23, в,г) і механічно обробляють поверхні швів та елементів (рис. 5.23, д).

Норми регламентуються також розміри накладок і напусків:

- сумарна площа перерізу накладок має бути не меншою за переріз основних елементів;
- розмір напусків не повинен бути менший за $5t_{\min}$, де $t_{\min}$ – товщина тоншого елемента (рис. 5.23,е);

- форма накладок повинна сприяти плавному переходу зусилля з одного елемента на другий, особливо це стосується конструкцій, на які діють повторні та вібраційні навантаження.

При близькому розміщенні зварних швів відстань між ними має бути не меншою за 40...50 мм, щоб уникнути поєднання залишкових напружень від термічної дії кожного зі швів (див., наприклад, рис. 5.23, є).

Комбіновані з'єднання

З'єднання, що мають різні види швів, називають *комбінованими*. Прикладом можуть бути з'єднання на лобових і флангових швах (рис. 5.24, а). Хоча деформованість цих швів різна (флангові є відносно пластичними, а лобові – крихкими), в граничному стані, безпосередньо перед руйнуванням, напруження у них близькі й шви працюють спільно. Тому розрахунок виконують за сумарною площею швів обох видів.

У практиці трапляються поєднання стикових і кутових швів (рис. 5.24, б), хоча через підвищену трудомісткість таке поєднання невдале. Оброблення граней під стиковий шов, а також зачищення стикового шва до одного рівня з поверхнею з'єднуваних елементів (інакше неможливо щільно вкласти накладки) вимагають значних витрат праці. Окрім цього, накладки збільшують матеріаломісткість стику.

При розрахунку спочатку визначають несучу здатність стикового шва:

$$N_w = R_{wy} \cdot \gamma_c \cdot t_{min} \cdot l_w. \quad (5.23)$$

Далі за різницею зусиль обчислюють зусилля у накладці:

$$N_f = N - N_w, \quad (5.24)$$

де N – зусилля, що діє.

Визначають її розміри:

$$A_f = \frac{N_f}{R_y \cdot \gamma_c} \quad (5.25)$$

та розраховують шви кріплення накладок,.

Контрольні питання

1. Які переваги і недоліки зварних з'єднань?
2. Які основні способи зварювання при виготовленні металевих конструкцій?
3. Які типи зварних швів та значення їх розрахункових опорів?
4. Як виконується розрахунок міцності стикових з'єднань?
5. Які основні конструктивні вимоги при проектуванні стикових з'єднань.
6. Як виконується розрахунок міцності кутових з'єднань?
7. Які основні конструктивні вимоги при проектуванні кутових з'єднань?

РОЗДІЛ 6. З'ЄДНАННЯ НА БОЛТАХ

6.1. Загальна характеристика болтових з'єднань

Болтові з'єднання з'явилися у середині XVIII ст. Багаторічна практика використання таких з'єднань свідчить про їхню високу надійність. Болтові з'єднання широко використовують під час монтажу збірно-розбірних і стаціонарних конструкцій, що зумовлено простотою їх встановлення і відсутністю складного обладнання. Їх використовують при з'єднанні матеріалів, які мають різні міцнісні характеристики, а також у незручних умовах. Відсутність термічної дії дає змогу уникнути залишкових напружень та деформацій. Отвори під болти є відносно невеликими концентраторами напружень. Цим забезпечується необхідна надійність конструкцій при несприятливому характері навантажень, тому їх доцільно використовувати при інтенсивних динамічних, вібраційних та повторних навантаженнях. Але

порівняно зі зварними болтові з'єднання важчі на 10...15 %. До недоліків болтових з'єднань слід також віднести їх піддатливість (деформативність) внаслідок зазорів між болтами і отворами.

У металевих конструкціях використовують болти *грубої, нормальної та підвищеної* точності (відповідно класів точності С, В та А), *високоміцні, самонарізувальні та фундаментні*.

Болти грубої та нормальної точності використовують у монтажних з'єднаннях для фіксації елементів. При дії сил зсуву використовують болти підвищеної точності та високоміцні болти.

У металевих конструкціях використовують переважно болти діаметром 16, 20, 24, 30, 36, 42 та 48 мм. Встановлюють болти грубої та нормальної точності в отвори, діаметри яких більші за діаметри болтів на 2...3 мм, що полегшує складання конструкцій, але робить з'єднання більш піддатливими. Отвори продавляють або висвердлюють в окремих деталях, і тому при їх складанні конструкцій має місце певне неспівпадання центрів осей отворів. Але недоліки виготовлення таких з'єднань компенсуються їх простотою та меншою вартістю. Оскільки болти грубої та нормальної точності мають велику піддатливість їх доцільно використовувати тільки на монтажі.

Під болти підвищеної точності в деталях просвердлюють або продавляють отвори, які на 0,2...0,3 мм більші за діаметри болтів, з використанням кондукторів-шаблонів, які забезпечують точне розміщення отворів, або у складеному й зафіксованому пакеті з'єднуваних елементів. Використовують і змішаний спосіб, при якому попередньо просвердлюють чи продавляють отвори на 3...5 мм меншого діаметра в окремих деталях, а після складання пакету пакету розсвердлюють їх до проектного діаметру. Внаслідок точного виготовлення болти підвищеної точності забезпечують щільний контакт між болтом і стінкою отвору і добре сприймають зусилля зсуву.

Виготовляють болти грубої, нормальної, а також підвищеної точності найчастіше з маловуглецевих сталей з границею текучості до 390 Мпа. . Залежно від міцності матеріалу болти (окрім високоміцних) поділяють на класи, які позначають двома числами, розділеними крапкою (класи 4.6, 4.8, 5.6,

5.8, 6.6, 8.8, 10.9). Перше число, збільшене у 100 разів, означає величину тимчасового опору сталі болта σ_u (у МПа), а добуток першого числа на друге збільшений у 10 разів, – коефіцієнт переходу від тимчасового опору до значення границі текучості сталі σ_y (у МПа). Наприклад, для болтів класу міцності 5.6 тимчасовий опір становить 500 МПа, а границя текучості 0,6 від тимчасового опору.

Приймають клас болтів згідно з рекомендаціями норм відповідно до напруженого стану та враховуючи кліматичні особливості району будівництва.

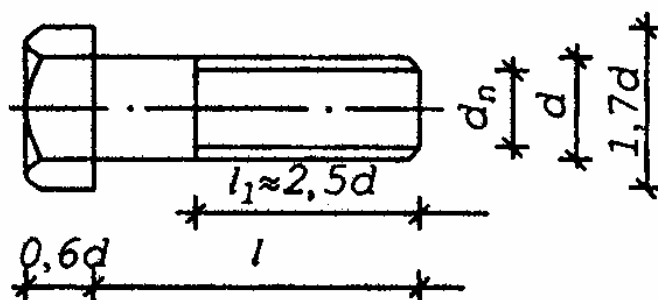


Рис. 6.1. Звичайний болт

Клас міцності гайок повинен відповідати міцності болтів. Гайки класу міцності 4 використовують для болтів класів 4.6, 4.8, 5.6 та 5.8, гайки класів міцності 5 і 6 — відповідно для болтів класів 6.6 і 8.8, класу 8 — для болтів класу 10.9. Вид закріплення необхідно зазначати у проекті.

Під головки болтів та гайки обов'язково, повинні встановлюватися круглі шайби: не більше двох під гайку і однієї під головку. На скошених поверхнях з'єднуваних елементів (внутрішні грані полиць двотаврів і швелерів) у місцях прилягання головки болтів до похилих площин ставлять косі шайби, нахили поверхонь яких відповідають кутам спряження площин.

У з'єднаннях з болтами грубої, нормальної та підвищеної точності (за винятком болтових з'єднань у допоміжних конструкціях) для запобігання самовідгвинчуванню гайок застосовують додаткові гайки (контргайки) або пружинні шайби.

Нарізка болта, у з'єднаннях за наявності зовнішнього елемента до 8 мм повинна знаходитись поза пакетом з'єднаних елементів. У решті випадків

не повинна заходити вглиб отвору більше ніж на половину товщини елемента з боку гайки або 5 мм.

Високоміцні болти виготовляють з легованих сталей 40Х Селект, 38 ХС Селект, 40 ХФА Селект, 30ХЗМФ, 30Х2НМФА і піддають у готовому виді термічній обробці для додаткового зміцнення. Застосовують їх у робочих (розрахункових) з'єднаннях, які працюють на зсув чи розтяг. Найпоширенішими є болти діаметрами 20, 24, 30 мм. Встановлюють такі болти в отвори, діаметр яких перевищує діаметр болтів на 1...6 мм залежно від характеру навантажень (статичні, динамічні, ударні тощо) та вимог до зсувостійкості з'єднань. Високоміцні болти затягують тарувальними ключами, які дозволяють контролювати силу натягу. Чим вище сили натягу болтів, тим більше сили тертя між поверхнями з'єднуваних елементів. Висока міцність болтів дає змогу інтенсивно обтиснути пакет з'єднуваних деталей. Як наслідок, на контактних поверхнях виникають значні зусилля тертя, які забезпечують нерухомість з'єднання при зсувних навантаженнях. Такі з'єднання називають фрікційними або на болтах з контрольованим натягом. Відсутність зсувів дозволяє застосовувати високоміцні болти у відповідальних монтажних з'єднаннях. З метою збільшення сил тертя поверхні з'єднуваних елементів піддають спеціальній обробці (очищенню) для усунення бруду, іржи, окалини за допомогою сталевих щіток, дробометальних або дробоструминних апаратів, газового полум'я, хімічних речовин.

Доцільними є такі болти і в з'єднаннях, що передають великі зусилля розтягу. При невеликих зусиллях розтягу більш раціональним є використання болтів грубої чи нормальної точності.

Перед складанням з'єднань на високоміцних болтах перевіряють стан поверхонь деталей і його відповідність проекту. Під головки і гайки високоміцних болтів встановлюють термічно оброблені шайби. Перепад поверхонь з'єднуваних деталей не має перевищувати 0,5 мм. При перепадах 0,5...3,0 мм на деталі, що виступає, механічною обробкою створюють скіс з нахилом 1:10. Перепади, що перевищують 3 мм, заповнюють прокладками.

Самонарізні болти (рис 6.2) мають спеціальний профіль для нарізання різьби в отворах з'єднуваних деталей. Найпоширенішими є болти діаметром 6 – 8 мм. Їх виготовляють з термічнозміцненої сталі Ст10кп і використовують для з'єднання елементів товщиною до 2 мм. Такі болти застосовують для кріплення обшивок у панелях покриття та стінових панелях, профільованого настилу до прогонів. Для таких же цілей використовують дюбелі та шурупи. Умовні зображення болтів подані у табл.6.1

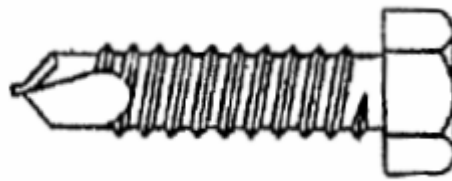


Рис. 6.2. Самонарізний болт.

За допомогою анкерних (фундаментних) болтів (рис 6.3) закріплюють бази колон на фундаментах. Оскільки зусилля розтягу у анкерних болтах можуть бути досить значними їх діаметри досягають 140 мм. Конструкція анкерних болтів повинна забезпечувати їх надійне закріплення в бетоні. Анкерні болти встановлюють у отвори у фундаментах або замоноличуються у бетонних фундаментах.

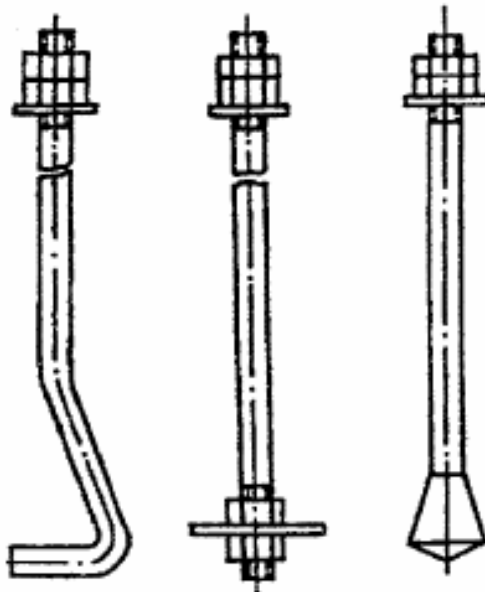


Рис. 6.3. Анкерні болти

Заклепкові з'єднання широко використовували до 50-х років 20 ст. у металевих конструкціях при значних динамічних та вібраційних навантаженнях. У сучасних сталевих заклепкові з'єднання практично не використовують внаслідок великої трудомісткості їх виготовлення.

Заклепки виготовляють з круглої сталі на спеціальних пресах. Залежно від форми закладної головки розрізняють заклепки з напівкруглими, напівпотаємними, потаємними та підвищеними головками (рис.6.4., а-г).

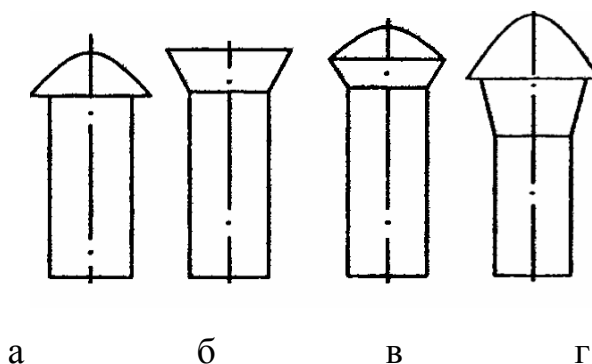


Рис. 6.4. Заклепки з закладними головками:

а – напівкруглою; б – потаємною; в – напівпотаємною; г – підвищеною

Отвори під заклепки виконують продавлюванням або свердленням. Заклепки встановлюють у отвори, діаметр яких на 1,0...1,5 мм більший від діаметра стержня заклепки. Клепання виконують за допомогою пневматичних молотків чи клепальних скоб у гарячому та холодному станах. За гарячим методом заклепки попередньо нагрівають. При машинному клепанні заклепки з вуглецевої сталі нагрівають до 650...700⁰С, а при клепанні пневматичним молотком – до 1000...1100⁰С. Заклепки з низьколегованих сталей при будь-якому способі клепання нагрівають до 1000...1100⁰С. Далі заклепки встановлюють у отвори, осаджують стержень і формують замикальну головку. При охолодженні заклепка вкорочується, стискаючи з'єднувальні елементи. Сили тертя, що виникають між елементами суттєво поліпшують роботу з'єднання на зсув. Для збільшення сил тертя дуже важливо витримати заклепку під тиском клепальної скоби чи ударами клепального молотка до температури, нижчої від температури розпаду аустеніту (600...650⁰С). При порушенні цих

умов об'єм металу при розпаді аустеніту збільшується, а це послаблює натяг заклепки.

Холодне клепаання виконують у заводських умовах за допомогою клепальних скоб. У холодному стані за звичайних температур матеріал заклепки має значну міцність, тому для осаджування стержня і формування замикальної головки потрібні потужні скоби. Сили стягування елементів значно менші ніж при гарячому клепанні, а деформації які зазнають заклепки значні і тому для матеріалу заклепок висувають підвищені вимоги

Листи профнастилу з'єднують між собою комбінованими заклепками діаметром 5 мм, які дають змогу склепати листи, виконуючи роботи з одного боку конструкції, при товщині пакету до 3 мм (рис. 6.5).

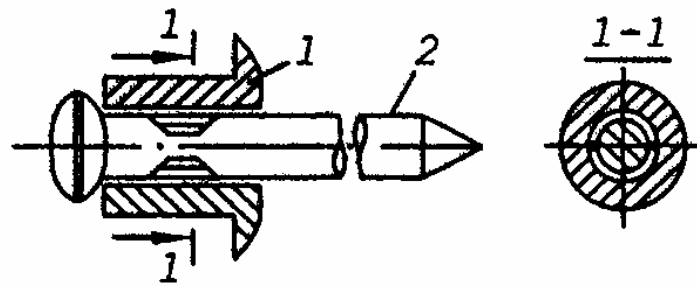
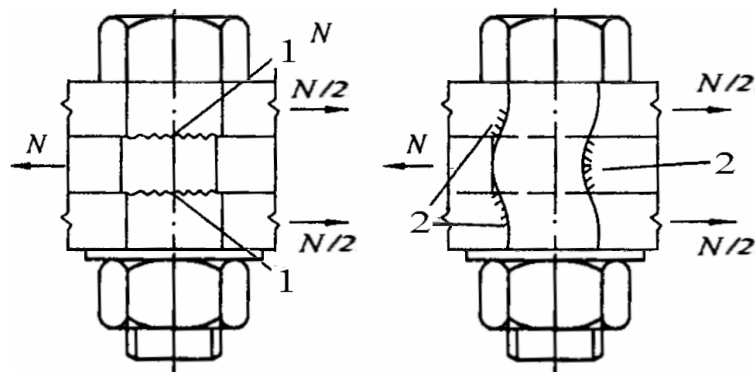


Рис. 6.5 - Комбінована заклепка:

1 – стержень; 2 – кільце.

6.2. Робота та розрахунок болтових з'єднань

Враховуючи особливості роботи з'єднань на болтах грубої, нормальної та підвищеної точності при дії зсувних зусиль їх розраховують на зріз стержня болта (рис. 6.6, а) та зминання поверхні отвору у з'єднуваних елементах (рис. 6.6, б), а при дії поздовжніх зусиль – на розтяг (рис. 6.7).



а

б

Рис. 6.6. Робота болтових з'єднань при дії зсувних зусиль: а – зріз стержня; б – зминання стінок отвору; 1 – площини зрізу; 2 – поверхні зминання;

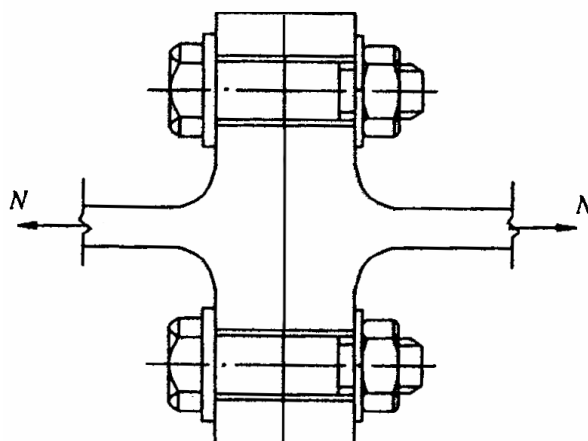


Рис. 6.7. Робота болтового з'єднання на розтяг

Значення розрахункових опорів одноболтових з'єднань встановлені залежно від характеристичних опорів сталі болтів R_{bun} або R_{byn} і сталі з'єднуваних елементів R_{un} і наведені у табл.6.2 і 6.3.

Табл.6.2

Розрахункові опори одноболтових з'єднань зрізу R_{bs} і розтягу R_{bt}

Клас міцності болтів	R_{bun}	R_{byn}	R_{bs}	R_{bt}
5,6	500	300	210	225
5,8	500	400	210	-
8,8	800	640	320	435

10,9	1000	900	400	540
12,9	1200	1080	420	-
40X "селект"	1100	990	405	550
Примітка. В таблиці вказані значення розрахункових опорів, обчисленні із округленням до 5 Н/мм ²				

Відповідно до схем роботи (рис. 6.6) при дії зсувних зусиль несучу здатність одного болта визначають:

на зріз стержня:

$$N_{bs} = R_{bs} A_b n_s \gamma_b \gamma_c ; \quad (6.1)$$

на зминанням металу з'єднуваних елементів:

$$N_{bp} = R_{bp} d_b \sum t_{min} \gamma_b \gamma_c , \quad (6.2)$$

на розтяг:

$$N_{bt} = R_{bt} A_{bn} \gamma_c , \quad (6.3)$$

де R_{bt} , R_{bs} , R_{bp} – розрахункові опори одноболтових з'єднань відповідно на зріз, зминання та розтяг;

$A_b = \frac{\pi d_b^2}{4} = 0,78 d_b^2$ – площа поперечного перерізу стержня болта, визначена за зовнішнім діаметром болта d_b (рис. 6.6, а);

n_s – кількість розрахункових площин зрізу одного болта (на рис. 6.6, а, $n_s = 2$);

$\sum t_{min}$ – найменша сумарна товщина елементів, які зминаються в одному напрямку;

A_{bn} – площа поперечного перерізу стержня болта нетто, визначена за нарізкою болта, що приймається за табл. (6.4);

γ_c – коефіцієнт умов роботи елементів конструкцій;

γ_b – коефіцієнт умов роботи болтового з'єднання.

Табл.6.3

Розрахункові опори одноболтових з'єднань змінанню R_{bp}

Характеристичний опір прокату сталі з'єднуваних елементів R_{un} , Н/мм ²	Розрахунковий опір R_{bp} , Н/мм ² , при болтах	
	класу точності А	класів точності В і С, високоміцних
360	560	475
370	580	485
380	590	500
390	610	515
430	670	565
440	685	580
450	700	595
460	720	605
470	735	620
480	750	630
490	765	645
510	795	670
540	845	710
570	890	750
590	920	775
Примітка. Наведені значення розрахункових опорів, обчисленні із округленням до 5 Н/мм ² .		

Табл.6.4

Площі перерізів болтів, см²

d_b , мм	16	(18)	20	(22)	24	(27)	30	36	42	48
A_b	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	10,17	13,85	18,09
A_{bn}	1,57	1,92	2,45	3,03	3,53	4,59	5,61	8,16	11,20	14,72
Примітка 1. Площі перерізу болтів діаметром понад 48 мм приймаються згідно з ГОСТ 24379. Примітка 2. Розміри, які наведені в дужках, в конструкціях застосовувати не рекомендується.										

Коефіцієнти умов роботи γ_b болтових з'єднань приймають згідно з рекомендаціями норм. Їх значення залежать від прийнятих відстаней a (від краю елемента до центра найближчого отвору вздовж лінії дії зусилля) та s (між центрами отворів вздовж лінії дії зусилля), класу точності болтів, а також границі текучості з'єднуваних елементів.

У багатоболтових з'єднаннях при розрахунку болтів класів В і С, а також високоміцних болтів з нерегульованим натягом значення коефіцієнта умов роботи γ_b слід множити на 0,9.

Для практичних розрахунків значення коефіцієнтів умов роботи γ_b приймають згідно з рекомендаціями норм за табл.6.5.

При зминанні металу стержень болта або заклепки згинається, що зумовлює його видовження і виникнення значних зусиль розтягу. Як наслідок, руйнування найчастіше відбувається у результаті обривання головки або розривання стержня болта у місці різьби.

Табл. 6.5

Коефіцієнти умов роботи болтових з'єднань

Характеристики		Характеристичний опір сталі з'єднувальних елементів R_{yn} , Н/мм ²	Значення $a/d, s/d$	Значення коефіцієнта γ_b
болтового з'єднання	напруженого стану			
Одноболтове, болти класу точності А, В і С, або високоміцні	Зріз	—	—	1,0
	Зминання	$R_{yn} < 290$	$1,5 \leq a/d \leq 2$	$0,4 a/d + 0,2$
			$1,35 \leq a/d \leq 1,5$	$a/d - 0,7$
		$290 \leq R_{yn} \leq 390$	$1,5 \leq a/d \leq 2$	$0,5 a/d$
			$1,35 \leq a/d \leq 1,5$	$0,67 a/d - 0,25$
		$R_{yn} > 390$	$a/d \geq 2,5$	1,0
Багатоболтове,	Зріз	—	—	1,0

болти класу точності А, В і С, або високоміцні	Змінання	$R_{yn} < 290$	$1,5 \leq a/d \leq 2$	$0,4 a/d + 0,2$
			$1,35 \leq a/d \leq 1,5$	$0,4 s/d$
		$290 \leq R_{yn} \leq 390$	$1,5 \leq a/d \leq 2$	$0,5 a/d$
			$1,35 \leq a/d \leq 1,5$	$0,5 s/d - 0,25$
		$R_{yn} > 390$	$a/d \geq 3$	$1,0$
			$s/d \geq 3$	$1,0$

Примітка 1. a – відстань від краю елемента до центра найближчого отвору вздовж лінії дії зусилля;

d – діаметр отвору для болта;

s – відстань між центрами отворів вздовж лінії дії зусилля.

Примітка 2. Для розрахунку багатоболтового з'єднання на змінання значення коефіцієнта умов роботи γ_b приймається як менше з обчислених при прийнятих значеннях a , d , s .

Необхідну кількість болтів N у з'єднанні визначають за формулою:

$$n \geq \frac{N}{N_{b,min}}. \quad (6.4)$$

Де $N_{b,min}$ – найменше зі значень N_{bs} чи N_{bp} або N_{bt}

6.3. Розрахунок з'єднань на високоміцних болтах

У фрикційних з'єднаннях на високоміцних болтах сили зсуву передаються за рахунок тертя між поверхнями з'єднуваних елементів, інтенсивно стиснених натягом болтів (рис. 6.7). Розрахункове зусилля Q_{bh} , яке може бути сприйняте кожною площиною тертя елементів, затягнутих одним високоміцним болтом визначається за формулою:

$$Q_{bh} = R_{bh} \cdot A_{bn} \cdot \frac{\mu}{\gamma_h}, \quad (6.5)$$

де $R_{bh} = 0,7 R_{bun}$ – розрахунковий опір розтягу високоміцного болта (табл.6.6);

A_{bn} – площа поперечного перерізу стержня болта нетто, визначена за нарізкою болта;

μ – коефіцієнт тертя, який визначається за табл. 6.6. і залежить від способу обробки контактних поверхонь;

γ_h – коефіцієнт надійності для з'єднання на високоміцних болтах при контролі натягу за моментом закручування.

Табл. 6.6

Характеристичні опори сталі і розрахункові опори на розтяг високоміцних болтів згідно з ГОСТ 22356 із сталі марки 40Х "селект"

Номінальний діаметр різьби, мм	Тимчасовий опір R_{bun} , Н/мм ²	Розрахунковий опір R_{bh} , Н/мм ²
16, 20, (22), 24, (27)	1100	770
30	950	665
36	750	525
42	650	455
48	600	420
Примітка. Розміри, наведені в дужках, застосовувати не рекомендується.		

Таблица 6.7

Коефіцієнти надійності γ_h і тертя μ фрикційних з'єднань

Спосіб обробки контактних поверхонь	Коефі- цієнт тертя μ	Коефіцієнт γ_h при контролі натягу і при різниці між діаметром отвору і номінальним діаметром болта δ , мм	
		динамічному $\delta = 3...6$;	динамічному $\delta = 1$; статичному $\delta = 1...4$
Дробометальний чи дробо-струминний двох поверхонь	0,58	1,35	1,12

без консервації			
Газополум'яний поверхонь без консервації	0,42	1,35	1,12
Сталевими щітками поверхонь без консервації	0,35	1,35	1,17
Без обробки	0,25	1,70	1,30
Примітка 1. При контролі натягу болтів за кутом повороту гайки значення коефіцієнта γ_h , слід множити на 0,9.			
Примітка 2. Допускаються інші способи обробки (очищення) контактних поверхонь, що забезпечують значення коефіцієнтів тертя не нижче, що наведені у таблиці.			

Необхідну кількість болтів у фрикційному з'єднанні визначають за формулою:

$$n \geq \frac{N}{Q_{bh} k \gamma_b \gamma_c} . \quad (6.6)$$

Де $N_{b,min}$ – найменше зі значень N_{bs} чи N_{bp} або N_{bt}

де k – кількість поверхонь тертя.

Таким чином, проектуючи з'єднання з більшою кількістю поверхонь тертя, можна зменшити кількість болтів і поліпшити техніко-економічні показники (вартість, металомісткість та трудомісткість).

Розрахунок на міцність з'єднуваних елементів, послаблених отворами під болти, виконують з урахуванням того, що половина зусилля, яке припадає на кожний болт, передається силами тертя. При рухомих, вібраційних і динамічних навантаженнях перевірку міцності виконують за площею перерізу нетто A_n , а при статичних навантаженнях – за площею брутто A , якщо послаблення менше 15 % (коли $A_n \geq 0,85A$), або умовною розрахунковою площею $A_{ef} = 1,18 A_n$, якщо послаблення більше 15 % (для значень $A_n < 0,85A$).

При дії на болтове з'єднання згинального моменту, який викликає зсув елементів, зусилля зсуву між болтами розподіляються пропорційно відстаням

від центра ваги з'єднання до осей болтів (рис. 4.21). Найбільші зусилля виникають діють у найвіддаленіших болтах.

Кожна пара болтів, розміщених симетрично відносно центра, сприймає частину згинального моменту:

$$M_{bi} = N_{bi} \cdot l_i,$$

а всі болти разом – повний момент:

$$M = m \sum_{i=1}^k M_{bi} = m \sum_{i=1}^k (N_{bi} \cdot l_i), \quad (6.7)$$

де N_{bi} – зусилля, які виникають у болтах; l_i – відстані між парами болтів, розміщеними симетрично відносно центра ваги з'єднання (див. рис. 4.21); k – кількість пар болтів; m – кількість рядів болтів (на рис. 4.21 $m = 2$).

Виходячи з пропорційності сил N_i відстаням l_i , можемо описати будь-яку з сил через найбільшу N_{b1} :

$$N_{bi} = N_{b1} \frac{l_i}{l_1}.$$

Підставляючи (4.37) у (4.36), отримаємо

$$M = m N_{b1} \frac{\sum_{i=1}^k l_i^2}{l_1}. \quad (6.8)$$

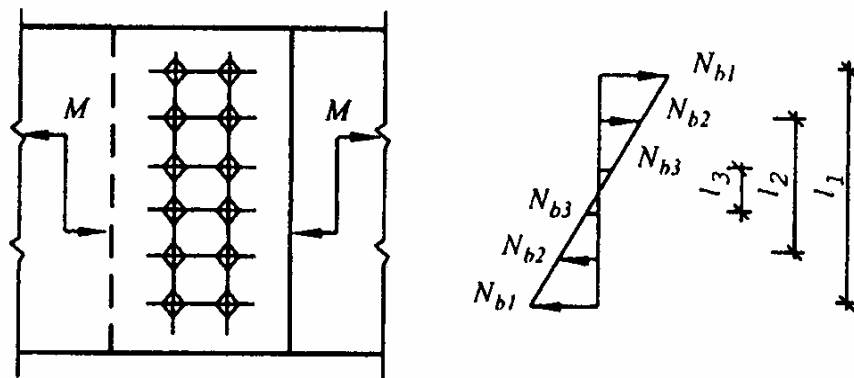


Рис. 6.8 Розрахункова схема болтового з'єднання при дії згинального моменту

Найбільше можливе зусилля у болтах:

$$N_{M,max} = \frac{M \cdot l_{max}}{m \sum_{i=1}^k l_i^2}. \quad (6.9)$$

де N_{bi} – зусилля, які виникають у болтах; l_i – відстані між парами болтів, розміщеними симетрично відносно центра ваги з'єднання (див. рис. 6.8); k – кількість пар болтів; m – кількість рядів болтів (на рис. 6.8 $m = 2$).

Зусилля у найбільш напруженому болті $N_{b,max}$ не повинно перевищувати меншого із значень N_{bs} чи N_{bp} . Умову міцності з'єднання на болтах підвищеної точності можна записати таким чином:

$$N_{M,max} \leq N_{b,min}, \quad (6.10)$$

де $N_{b,min}$ – несуча здатність болта, прийнята за меншим зі значень, отриманим згідно з (6.1) і (6.2).

При дії перерізуювальної сили Q вважають, що зусилля у болтах розподіляються рівномірно. Таким чином, зусилля, що діє на один болт:

$$N_Q = \frac{Q}{n}, \quad (6.11)$$

де n – кількість болтів у з'єднанні.

Несучу здатність з'єднання вважають забезпеченою, якщо сила N_Q , яка діє на болт, не перевищує його несучої здатності:

$$N_Q \leq N_{b,min}. \quad (6.12)$$

У випадку одночасної дії на з'єднання поздовжньої сили N і та згинального моменту M перевірку виконують на рівнодійне зусилля.

Основні конструктивні вимоги

При конструюванні болтових з'єднань слід передбачати болти и однакового діаметра у межах одного конструктивного елемента. Для легких конструкцій рекомендуються діаметри до 20 мм, для середніх – 20...24 мм, важких – 24...30 мм

Розкручуванню болтових з'єднань запобігають встановленням додаткових гайок (контргайок) чи пружинних шайб. Заварювати гайки з цією метою не можна. Якість встановлення постійних болтів перевіряють простукуванням. При цьому болти та гайки не повинні зміщуватися чи вібрувати.

Обов'язковою є щонайвища щільність з'єднання (навіть для конструкцій, до яких не висувають вимог герметичності). Наявність щілин знижує довговічність конструкцій, бо корозія металу в них відбувається надзвичайно інтенсивно. Щільність з'єднання перевіряють щупом товщиною 0,3 мм. Всі уступи та нерівності, які не дають змоги забезпечити щільне з'єднання деталей, видаляють механічною обробкою.

Аналогічними є вимоги до з'єднань на заклепках. Стержень заклепки після клепаання повинен щільно заповнювати отвір, головки заклепок мають бути правильно сформовані, посаджені центрально відносно осі стержня, щільно прилягати до поверхні конструкції і відповідати діаметру заклепки.

Перед складанням з'єднань на високоміцних болтах перевіряють стан поверхонь деталей і його відповідність проекту. Під головки і гайки високоміцних болтів встановлюють термічно оброблені шайби. Перепад поверхонь з'єднуваних деталей не має перевищувати 0,5 мм. При перепадах 0,5...3,0 мм на деталі, що виступає, механічною обробкою створюють скіс з нахилом 1:10. Використовувати кисневе та дугове різання у цьому випадку заборонено.

Перепади, що перевищують 3 мм, заповнюють прокладками. Заданий проектом натяг високоміцних болтів забезпечується затягуванням гайок динамометричними ключами з контролем крутного моменту чи кута повороту ключа. Відхилення зусилля натягу в менший бік не допускається.

Проконтролювавши зусилля, головки болтів фарбують, а з'єднання шпаклюють

по контуру.

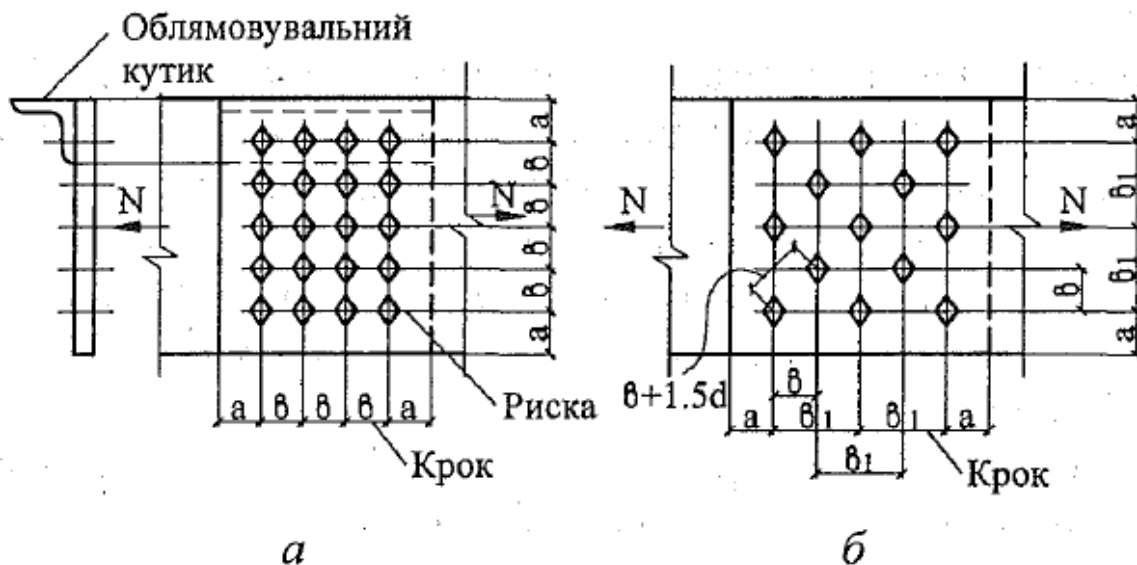


Рис.6.9. Розміщення болтів:

а – рядове; б – у шаховому порядку

Відстані між центрами болтів чи заклепок до інших елементів або ребер приймають такими, щоб забезпечити можливість роботи гайковими ключами, механізованими інструментами, клепальними скобами або молотками. Розміщують осі болтів і заклепок на прямих лініях – рисках. Риски орієнтують паралельно та перпендикулярно до осі елемента (рис. 6.9). Відстані між центрами болтів вздовж риси називають кроком. Прив'язки рисок приймають кратними 5 мм. Розміщення рисок для прокатних профілів нормоване сортаментом.

У всіх випадках обмежують як найменшу, так і найбільшу відстань між осями болтів чи заклепок. Найменші відстані диктуються можливістю влаштування з'єднання (роботи інструментом) та необхідністю уникнути руйнування з'єднаних елементів. Найбільші — вимогою забезпечення щільності з'єднання та стійкістю елементів при стискові. Числові значення відстаней наведені в нормах (див. табл. 6.8).

Таблиця 6.8

Конструктивні вимоги до розміщення болтів і заклепок у
сталевих конструкціях

Характеристика відстані	Відстань при розміщенні
-------------------------	-------------------------

	болтів
1. Відстані між центрами болтів у будь-якому напрямку: мінімальна при $R_{yn} \leq 390 \text{ Н/мм}^2$ при $R_{yn} > 390 \text{ Н/мм}^2$	$2d$ $3d$
максимальна у крайніх рядах при розтягу і стиску за відсутності обрамлення з кутників	$8d$ або $12t$
максимальна у середніх рядах, а також у крайніх при наявності обрамлення з кутників при розтягу при стиску	$16d$ або $24t$ $12d$ або $18t$
2. Відстані від центрів отворів болтів до країв елементів: мінімальна вздовж лінії дії зусилля при $R_{yn} \leq 390 \text{ Н/мм}^2$ при $R_{yn} > 390 \text{ Н/мм}^2$	$1,5d$ $2,5d$
Те саме поперек лінії дії зусилля при обрізних кромках при прокатних кромках максимальна мінімальна для високоміцних болтів при будь-якій кромці і будь-якому напрямку зусилля	$1,5d$ $1,2d$ $4d$ або $8t$ $1,3d$
3. Відстань мінімальна між центрами отворів вздовж лінії дії зусилля для болтів, розміщених у шаховому порядку	$u + 1,5d$
<i>Примітка:</i> d – діаметр отвору; t – товщина найтоншого зовнішнього елемента; u – відстань між рядами отворів впоперек лінії дії зусилля.	

У монтажних з'єднаннях, коли болти лише фіксують конструкції (конструктивні болти), відстані між ними приймають близькими до максимальних. Коли ж болти є розрахунковими і передають значні зусилля, то їх

розміщують на мінімальних відстанях. Це дає змогу зменшити розміри накладок і металомісткість конструкції.

Розміщують болти і у шаховому порядку. Найменшу відстань між їхніми центрами приймають $u + 1,5d$, де u – відстань між рядами поперек зусилля. При такому розміщенні площу перерізу елемента, необхідну для перевірки міцності, визначають з урахуванням послаблення його отворами лише в одному з перерізів, перпендикулярних до напрямку дії зусилля.

У кріпленнях одного елемента до іншого через проміжні прокладки, а також у кріпленнях з односторонніми накладками через наявність не врахованих розрахунком ексцентриситетів та значною нерівномірністю розподілу сил кількість болтів чи заклепок збільшується порівняно з розрахунком на 10%.

З тих же міркувань при застосуванні у з'єднаннях коротких обрізків кутників для кріплення виступаючих полиць кутників чи швелерів необхідно збільшувати розрахункову кількість болтів і заклепок, якими кріпляться ці обрізки, на 50 %.

У розрахункових з'єднаннях, де кількість болтів значна і площа накладок обмежена, їх розміщують на мінімальних відстанях. Це дає змогу зменшити розміри накладок і металомісткість конструкції. У монтажних з'єднаннях, де болти лише фіксують конструкції (конструктивні болти), відстані між ними приймають, як правило, близькими до максимальних.

Відстані між центрами болтів чи заклепок до інших елементів або ребер приймають такими, щоб забезпечити можливість роботи гайковими ключами, механізованими інструментами, клепальними скобами або молотками.

Контрольні питання

6. Назвіть типи болтів які використовують у металевих конструкціях.
7. Які недоліки і переваги болтових з'єднань?
8. Як виконується розрахунок болтових з'єднань при дії зсувних зусиль?

9. Як виконується розрахунок болтових з'єднань на розтяг?
10. У яких конструкціях доцільно використання болтових з'єднань?
11. Які особливості розрахунку фрікційних з'єднань?
12. Як розміщують болти у з'єднаннях?

Розділ 7. БАЛКИ І БАЛКОВІ КОНСТРУКЦІЇ

7.1. Загальна характеристика балок і балкових конструкцій

Балками називають елементи, довжина яких значно більша за розміри перерізу, які працюють на поперечний згин та мають суцільний переріз. Відносна легкість металевих балок, простота монтажу і надійність у роботі призвела до їх широкого використання у будівельних конструкціях. Балки використовують як несучі елементи в перекриттях і покрівлях будівель та споруд, підкранових конструкціях, робочих майданчиків, у мостах тощо. Балки застосовують як при малих прольотах (наприклад, прогони легких покрівель), так і при великих прольотах і значних навантаженнях (балки мостів, підкранові балки тощо).

Балки класифікують за різними ознаками – за статичною схемою, технологією виготовлення, призначенням, типом поперечного перерізу, технічними характеристиками і т.і.

За статичною схемою роботи балки поділяють на однопролітні (розрізні), консольні та багатопролітні (нерозрізні) (рис. 7.1). За витратами металу ефективнішими є нерозрізні та консольні балки. У сталевих конструкціях найбільш поширені розрізні балки (рис.7.1, а). Завдяки статичній визначуваності на них не впливають просідання опор, вони прості у

виготовленні і монтажі. Нерозрізні балки (рис.7.1., в) легші від розрізних, менш деформативні, що важливо при значних прольотах. Але трудомісткість їх виготовлення та монтажу вища, ніж однопролітних. Вони чутливі до нерівномірного просідання опор, мають зменшені крайні прольоти (до 20 %) для вирівнювання прольотних і опорних моментів. Консольні балки (рис.7.1., б) мають обмежене застосування – головним чином у посадкових та перехідних площадках, оскільки конструктивно складно забезпечити закріплення опори балки від повороту.

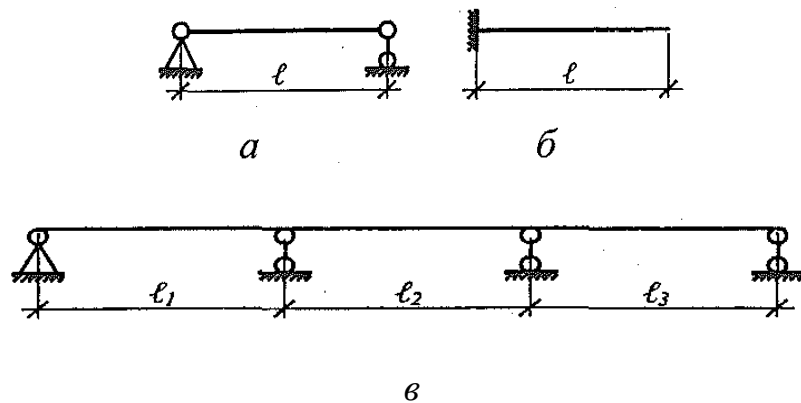


Рис. 7.1. Статичні схеми балок:

а – однопролітна (розрізна); б – консольна; в – багатопролітна (нерозрізна)

За типом поперечного перерізу розрізняють балки двотаврові, швелерні, коробчасті тощо. За технологією виготовлення - прокатні, пресовані та з гнутих профілів (рис. 7.2, а, б, в) і складеного перерізу – двотаврові зварні (рис. 7.2, г).

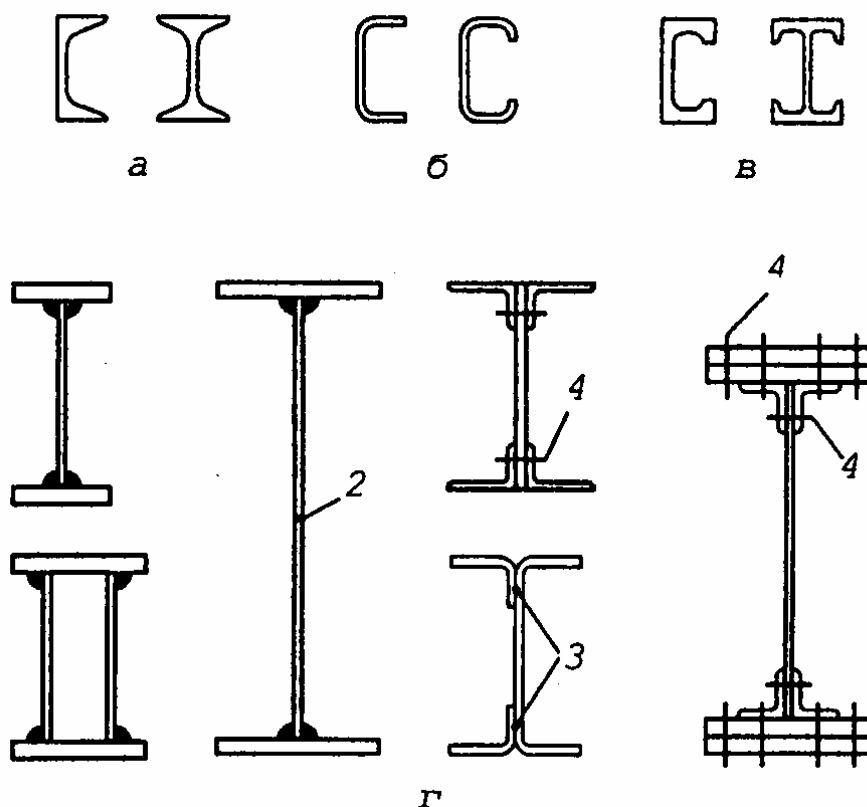


Рис. 7.2. Типи перерізів балок:

а – прокатних; б – гнутих; в – пресованих; г – складеного перерізу;

2 – стиковий шов; 3 – точкове зварювання; 4 – болти або заклепки

Двотаврові балки за призначенням поділяють на: балки звичайні (позначаються літерою Б); широкополичкові – Ш, які використовують для важконавантажених конструкцій; монорельсові балки – М, які використовують для переміщення підвісного устаткування (кранів, талів, тельферів) та ін.

Перевагами балкових систем є висока заводська готовність елементів та зручність, і відповідно швидкість монтажу. Зменшенню трудомісткості найбільш сприяє запровадження та розширення прокатування великорозмірних профілів (у тому числі широкополичкових). Після прокатування отримують практично готову до застосування балку. Необхідно лише розрізати прокатний профіль на елементи потрібної довжини та прикріпити опорні і, при необхідності, проміжні ребра жорсткості. Такі балки є найбільш економічними.

Найчастіше проектують металеві балки двотаврового перерізу (рис. 7.2). Такий переріз економічний щодо витрат металу і зручний у конструюванні. Застосування двостінних балок виправдано лише при наявності значних

крутних моментів. Легкі балки (наприклад, прогони) найчастіше виготовляють з холодногнутих швелерів і Z-профілів. Балки складеного перерізу дорожчі й трудомісткіші, їх використання обґрунтоване лише тоді, коли прокатні чи гнуті профілі не задовольняють вимогам міцності, жорсткості, стійкості. Серед балок складених перерізів більш економічними є зварні балки, в яких елементи перерізу з'єднані зварюванням.

Трудомісткість і вартість балок зменшуються при використанні однобічних зварних швів та односторонніх ребер жорсткості. Налагоджено виробництво балок, у стінках яких проміжні ребра жорсткості виштампувані. Запровадження сортаменту зварних двотаврових профілів з метою їх виготовлення на потокових лініях спеціалізованих заводів супроводжується значним зменшенням трудомісткості та вартості, оскільки створює передумови для широкої механізації та автоматизації технологічних процесів, масового використання високопродуктивних способів з'єднання на основі автоматичного зварювання.

Для невеликих прольотів і навантажень високоефективними є балки з гнутих профілів (наприклад, прогони з гнутих швелерів), виробництво яких останнім часом інтенсивно зростає. Порівняно з прокатними елементами гнуті профілі потребують менше металу.

У той же час у балкових системах недостатньо ефективного використання матеріалу, основна маса якого зосереджена у стінці для забезпечення спільної роботи полиць. Тому у сучасному будівництві знайшли застосування ефективні балки, до яких відносять:

Бісталеві балки, найбільш напружені ділянки поясів яких виготовлені зі сталі підвищеної міцності, а стінка та малонапружені ділянки поясів з маловуглецевої сталі.

Попередньо напружені балки, напруження в яких створюють встановленням високоміцних затяжок з пучків, тросів, канатів у зонах, де діють найбільші. Найчастіше економія металу становить 10...20%, вартість знижується на 5... 12%. Попередньо напружені балки мають підвищену

жорсткість, що дає змогу суттєво зменшити їхню висоту і відповідно об'єм будівлі.

Балки з перфорованою стінкою, або розвинені двотаври, утворюються розрізуванням стінки вихідного двотавра висотою за зигзагоподібною лінією та подальшим зварюванням виступаючих гребенів обох половин. Утворюється своєрідна конструктивна форма – балка з вікнами в стінці, в якій матеріал концентрується ближче до периферійних волокон (полиць). Висота балки і, відповідно, момент опору перерізу при цьому зростають у 1,3...1,5 рази, що істотно збільшує її несучу здатність порівняно з вихідним двотавром при збереженні тієї ж площі перерізу.

Балки, в яких використовується закритична стадія роботи стінки, звуться *балками з гнучкою стінкою*. У закритичній стадії роботи балка працює як розкісна ферма, у якій роль розтягнутих розкосів виконують розтягнуті ділянки стінки, а роль стиснутих стояків – поперечні ребера жорсткості.

Використовуючи закритичну стадію роботи балок з тонкою стінкою, можна зменшити товщину стінки в 2...3 рази порівняно з традиційними балками і знизити частку металу, що витрачається на стінку, а отже, і на всю балку.

Балки з гофрованою стінкою, стінки яких для забезпечення місцевої стійкості піддаються гофруванню в поперечному напрямку, заївдяки чому суттєво підвищується її місцева стійкість і відсутня необхідність всатновлення ребер жорсткості. Це суттєво знижує витрати металу і трудомісткість виготовлення.

Застосування ефективних балок, зокрема для покриттів, дає змогу збільшити їх прольот до 18-24 м, тоді як звичайні балки обмежені розмірами прольоту 15-18 м залежно від діючих навантажень і компоновальної схеми.

7.2. Настили

Балки використовують як у вигляді окремих несучих конструкцій (наприклад, підкранові шляхи), так і у вигляді системи перехресних балок (балкових кліток), поверх яких влаштовують настил. Балки, які опираються на колони або стіни, називаються *головними*. Вони підтримують систему *допоміжних* балок, на яку у свою чергу можуть опиратись балки *настилу*, які сприймають навантаження настилу покриття або перекриття, передається на балки і далі на стіни.

Розрізняють такі типи балкових кліток.

Спрощений (рис. 7.3, а) – складається з балок лише одного напрямку, які найчастіше спираються на несучі стіни. Навантаження сприймається настилом, передається на балки і далі на стіни.

Нормальний тип (рис. 7.3, б) складається з балок настилу, що спираються на головні балки. Навантаження від настилу передається на балки настилу, які передають його на головні, а ті, в свою чергу, на опори (наприклад, колони).

Ускладнений тип (рис. 7.3, в) крім головних балок і балок настилу містить ще й допоміжні. Передача навантаження така: настил – балки настилу – допоміжні балки – головні балки – конструкції опор.

Застосування спрощеного типу балкової клітки доцільне при малих прольотах, коли можливо застосувати балки з прокатних, гнутих чи пресованих профілів. Крок балок зумовлений конструктивним рішенням настилу

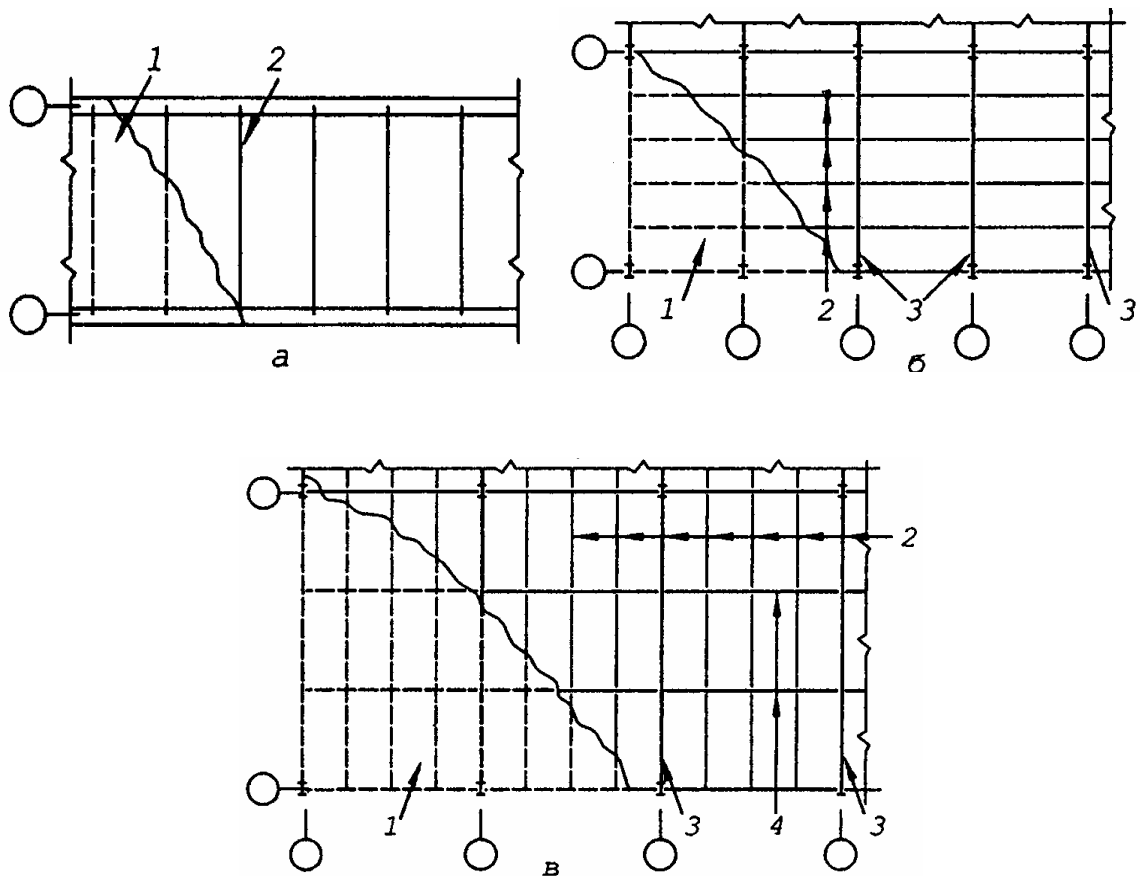


Рис. 7.3. Схеми балкових кліток: а – спрощений; б – нормальний; в – ускладнений; 1 – настил; 2 – балки настилу; 3 – головні балки; 4 – допоміжні балки

.Широко використовують і нормальний тип балкових кліток. Головні балки, як правило, мають складені перерізи, а балки настилу виготовляють з прокатних, гнутих чи пресованих профілів. Крок головних балок – 3...6 м, а балок настилу залежить від матеріалу настилу – 0,6...1,6 м при металевому і 1,5...3,0 м – при залізобетонному.

Ускладнений тип застосовують лише при розрідженій сітці колон і значних навантаженнях. Це найбільш конструктивно складний і трудомісткий тип балкової клітки.

Для зниження трудовитрат при монтажі і підвищення заводської гтовності конструкцій використовують щитові настили, що складаються зі сталевих листів, підкріплених снизу поперечними, а інколи і поздовжніми

ребрами. Щити настилу обпирають безпосередньо на балки перекриттів (рис. 7.4).

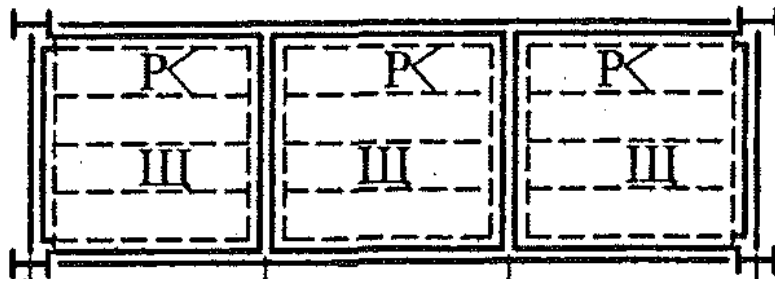


Рис. 7.4. Схеми балкової клітки з використанням щитового настилу:

Р – ребра; Щ – щитовий настил

Можливі два типи з'єднань балок у системі балкової клітки:

- спирання зверху (поверхове розміщення балок) – другорядні балки встановлюють на верхній пояс головних. З'єднання найбільш зручне як під час виготовлення конструкцій, так і їх монтажу, але потребує великої конструктивної висоти перекриття (рис. 7.5, а);
- приєднання збоку – другорядні балки приєднують до основних збоку через ребра жорсткості чи опорні столики (рис. 7.5, б, в, г). Застосовується при обмеженій висоті перекриття.

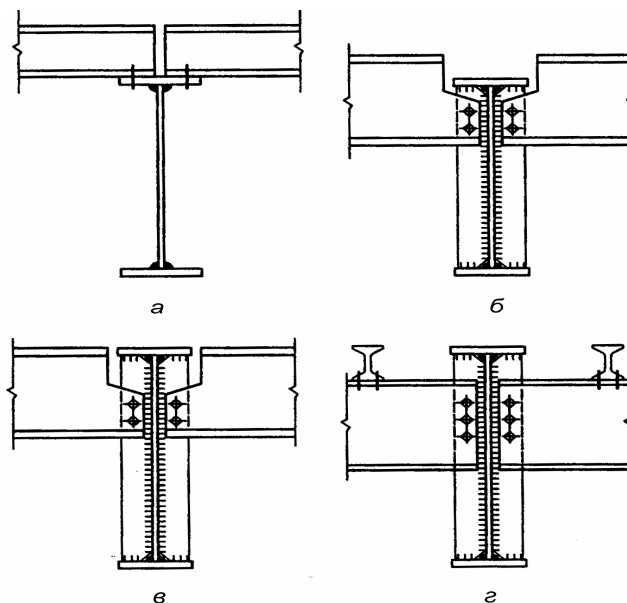


Рис. 7.5. Типи з'єднань балок:

спирання зверху (а), збоку: підвищене (б), на одному рівні (в), знижене (г)

Основним типом настилів є монолітний і збірний залізобетон. Сталеві настили зумовлюють збільшення витрат металу і тому найчастіше їх використовують у металургійній та хімічній промисловостях, для яких характерні підвищена температура і агресивність середовища.

Розглянемо лише сталеві настили., для яких найчастіше використовують листи завтовшки 6...14 мм. При товщинах 6... 10 мм використовують листи з рифами на поверхні (рифлені, ромбічні або чечевичні), а при більших – гладкі. Поверх гладкого сталевого настилу обов'язково влаштовують нековзку підлогу. Настили майданчиків, розміщених у приміщеннях вибухово небезпечних підприємств,, доцільно виконувати наскрізними та з матеріалів, що не дають іскор. При невеликих навантаженнях (3...7 КПа) і прольотах (500...1400 мм) використовують просічно-витяжну сталь. У ряді випадків, коли це зумовлено технологічними вимогами (наприклад, поблизу обладнання та комунікацій), настил роблять знімним.

Товщину плоских настилів визначають залежно від навантаження, відносних граничних прогинів $\left(\frac{f}{l}\right)_u$ (де f – прогин, l – прольот настилу) та статичної схеми.

У незнімних конструкціях настили приварюють до балки. Під навантаженням у них виникають напруження як від згину, так і від розтягу (рис. 7.6). При співвідношенні $l/t \leq 50$ (де t – товщина настилу) настил жорсткий і напруження від розтягу незначні. При $l/t \geq 300$ настил гнучкий і напруження від згину незначні.

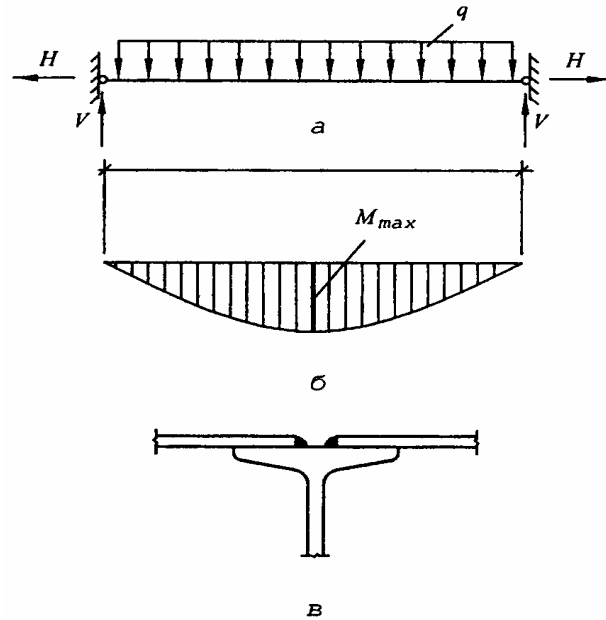


Рис. 7.6 . Розрахунок настилів; а- розрахункова схема настилу; б – епюра згинальних моментів; в – конструкція кріплення

Найчастіше використовують настили зі співвідношенням $5 < l/t < 300$ які сприймають згинальні і розтягуючі напруження. Такі настили для спрощення розрахунку вважають шарнірно з'єднаними з балками. У цьому випадку для обчислення потрібної товщини настилу або найбільшого його прольоту можна скористатися рівнянням Тимошенка-Телояна:

$$\frac{l}{f} = \frac{4 \cdot n_0}{16} \left(1 + \frac{76E}{(1-\nu^2)n_0^4 g_e} \right), \quad (7.1)$$

де $n_0 = \frac{l}{f}$ – відношення прольоту настилу до граничного значення його прогину; g_e – характеристичне навантаження; ν – коефіцієнт Пуассона (для сталі $\nu = 0,3$).

У графічній формі рівняння (7.1) подано на рис. 7.7. Наведені на рис. графіки залежності граничного відношення прольоту настилу l до товщини t від навантажень g_e за умови досягнення найбільшого допустимого прогину дозволяють розв'язувати задачі розрахунку настилу.

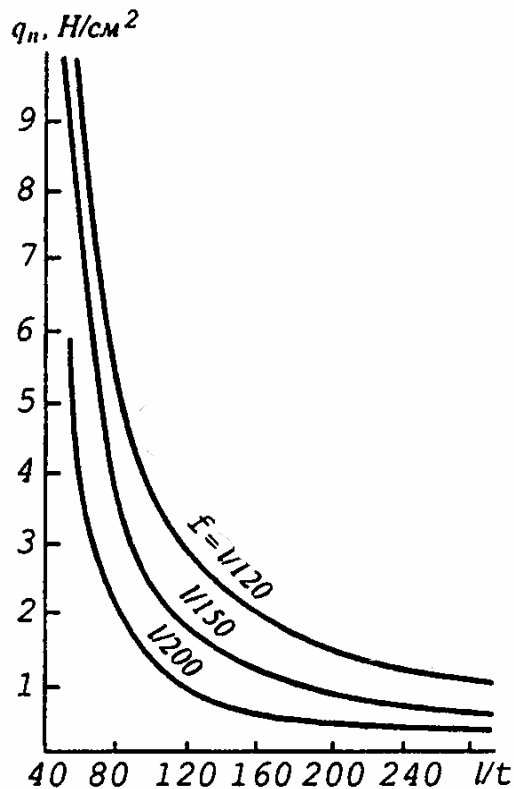


Рис. 7.7. Графіки для розрахунку сталевго настилу

Значення розпору H , на сприйняття якого необхідно розрахувати шви кріплення настилу до балок, обчислюють за формулою

$$H = 0,25\pi^2 \left(\frac{1}{n_0} \right)^2 \frac{Eg}{(1-\nu^2)g_e} t.$$

(7.2)

7.3 Основи розрахунку балок

Розрахунок балок виконується за двома групами граничних станів (за несучою здатністю та за вимогами забезпечення нормальної експлуатації). При цьому повинні забезпечуватися умови:

- міцності за нормальними напруженнями (при пружній або
- пружнопластичній роботі сталі);
- міцності за дотичними напруженнями;
- міцності за локальними напруженнями;

- міцності за зведеними напруженнями;
- загальної стійкості балки;
- місцевої стійкості елементів перерізу (стілки та полиць);
- жорсткості балки.

Міцність балок

Мета розрахунку балок на міцність при статичному навантаженні – не допустити в'язкого руйнування конструкції. Балки розраховують з урахуванням характеру роботи сталі в межах пружних деформацій або при розвитку пластичних деформацій з обмеженням.

Робота в пружнопластичній стадії допускається для розрізних балок, якщо вони виконані із сталі з границею текучості R_{yn} до 530 МПа і сприймають статичні навантаження, за умови виконання вимог щодо забезпечення загальної та місцевої стійкості. В інших випадках балки розраховують у межах пружних деформацій.

При роботі сталі в межах пружних деформацій граничний стан визначається досягненням максимальними нормальними і дотичними (зсувними) напруженнями границі текучості. Епюра нормальних напружень у перерізах в цьому випадку має вигляд трикутника (рис, 7.8, а), а їхні значення обчислюють за узагальненою формулою

$$\sigma = \frac{M}{I_{xp}} y, \quad (7.3)$$

де M – згинальний момент у перерізі; I_{xp} – момент інерції нетто перерізу відносно нейтральної осі $x-x$; y – відстань від осі $x-x$ до відповідного волокна.

При розрахунку балок перевіряють максимальні нормальні напруження на ділянках сталої жорсткості, де діє максимальний згинальний момент M_{max} :

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W_{n,min}} \leq R_y \gamma_c \quad (7.4)$$

Дотичні напруження визначають за формулою Д.І.Журавського на ділянках з максимальною перерізувальною силою Q_{max} :

$$\tau = \frac{Q_{max} S}{I_x t_w} \leq R_s \gamma_c \quad (7.5)$$

де $W_{n,min}$ та I_x - відповідно мінімальний момент опору нетто і момент інерції бруто перерізу відносно осі $x - x$; S – статичний момент половини перерізу (частини перерізу, що зсувається) відносно осі $x - x$; t_w – товщина стінки двотавра.

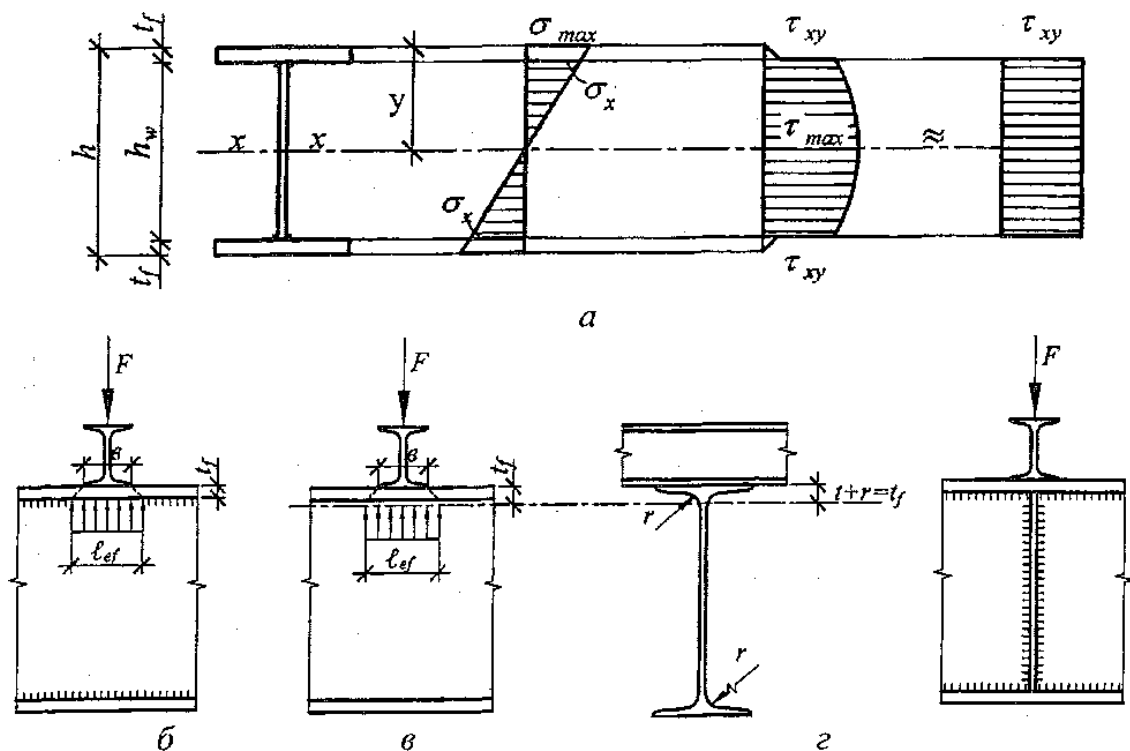


Рис. 7.8. Напруження в балках:

a – нормальні і дотичні; $б$ – місцеві в балках складеного перерізу; $в$ – те саме, в прокатних; $г$ – підкріплення стінки ребром жорсткості

При послабленні стінки регулярно розташованими отворами для болтів значення τ за (7.5) слід множити на коефіцієнт

$$a = \frac{a}{a - d}, \quad (7.6)$$

де a – крок отворів; d – діаметр отвору.

Від навантаження, що прикладене до верхнього пояса балки, в її стінці виникають нормальні напруження σ_y в площині стінки, які за напрямком перпендикулярні до поздовжньої осі балки. Якщо навантаження рівномірно розподілене, то ці напруження невеликі, і в розрахунках ними зазвичай нехтують. Але в місцях прикладення зосереджених сил до верхнього пояса (наприклад, при поверховому сполученні балок на рис. 7.8, б, в), а також в опорних перерізах балки міцність непідкріпленої стінки повинна бути перевірена на дію місцевих нормальних напружень $\sigma_{loc} = \sigma_y$:

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t_w l_{ef}} \leq R_y \gamma_c, \quad (7.7)$$

де F – зосереджена сила (реакція розташованої вище балки); l_{ef} – умовна довжина розподілення місцевого напруження. При поверховому обпиранні балок (рис. 7.8, б, в) :

$$l_{ef} = b + 2t_f, \quad (7.8)$$

де b – ширина опорної частини (пояса) вищерозташованої балки; t_f – товщина пояса зварної балки, що розраховується. Для прокатних балок величина t_f визначається як сума середньої товщини полиці і радіуса заокруглення r , вказаного у сортаменті. Якщо умова (7.9) не виконується, стінку балки під зосередженою силою слід укріпити поперечним ребром жорсткості (рис. 7.8, з). В цьому разі місцеві напруження в стінці балки вважаються відсутніми ($\sigma_{loc} = 0$), а ділянка стінки з ребром жорсткості перевіряється, як стиснутий стояк.

В перерізах балки де сумісно діють згинальні моменти M і перерізувальні сили Q , стінці перебуває у складному напруженому стані, тобто водночас діє декілька видів напружень (σ , τ та σ_{loc}). В таких перерізах міцність стінки необхідно перевірити шляхом визначення зведеного напруження за енергетичною теорією міцності. У двотаврових балках зведені напруження слід визначати в першу чергу для перевірки міцності стінок в рівні з'єднання їх з поясом:

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_{loc}^2 - \sigma_x \sigma_{loc} + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15R_y \gamma_c, \quad (7.9)$$

де $\sigma_x = 0,5Mh_w/Ix$ – нормальні напруження в стінці в рівні поясних швів (або в рівні початку внутрішнього заокруглення стінки в прокатних балках); σ_{loc} – місцеві напруження, що визначаються за (7.7); τ_{xy} – дотичні напруження, що визначаються за формулою (7.5) з підстановкою в неї статичного моменту пояса відносно нейтральної осі: $S_f = A_f(h_w + t_w)/2$.

Зведені напруження у (7.9) порівнюються з розрахунковим опором R_y , помноженим на коефіцієнт 1,15, що припускає обмежений розвиток локальних непружних деформацій у стінці балки.

Загальна стійкість балок

Втрата загальної стійкості балок виявляється в порушенні плоскої форми згину зі зміщенням перерізу балки в горизонтальному напрямку при одночасному повороті її вертикальної осі. Наявність горизонтальних в'язей, наприклад настилу або перпендикулярно розміщених балок, перешкоджає таким горизонтальним переміщенням і виникненню крутильних деформацій, тобто забезпечує загальну стійкість конструкції.

Встановлено, що загальна стійкість балок, матеріал яких працює в області пружних деформацій, забезпечена і не потребує перевірки, якщо:

а) навантаження передається через суцільний жорсткий настил (наприклад, плоскі і профільовані сталеві листи, хвилясту сталь), що неперервно обпирається на стиснутий пояс балки та надійно закріплений приварюванням, болтами, самонарізними гвинтами тощо.

б) стиснутий пояс закріплений від горизонтальних переміщень в окремих точках (наприклад, перпендикулярно розташованими балками або ребрами збірних залізобетонних плит, закладні деталі яких приварені до пояса), при цьому умовна гранична гнучкість стиснутого пояса балки $\bar{\lambda}_{ub}$ не перевищує значень, наведених у табл. 7.1 для балок симетричного і асиметричного

двотрового перерезів і двотаврів з більш розвиненим стиснутим поясом (ширина розтягнутого пояса не повинна бути меншою за 0,75 ширини стиснутого пояса).

За розрахункову довжину стиснутого пояса l_{ef} приймають відстань між точками закріплення його від поперечних переміщень (наприклад, між вузлами прикріплення поперечних балок). В разі відсутності такого закріплення $l_{ef} = l$, де l – проліт балки.

Таблиця 7.1

Умовна гранична гнучкість $\bar{\lambda}_{ub}$ стиснутого пояса
прокатної або зварної балки

Місце прикладання	Умовна гранична гнучкість стиснутого пояса балки $\bar{\lambda}_{ub}$
До верхнього поясу	$\bar{\lambda}_{ub} = 0,35 + 0,0032 \frac{b_f}{t_f} + \left(0,76 - 0,02 \frac{b_f}{t_f} \right) \frac{b_f}{h_o}$
До нижнього поясу	$\bar{\lambda}_{ub} = 0,57 + 0,0032 \frac{b_f}{t_f} + \left(0,92 - 0,02 \frac{b_f}{t_f} \right) \frac{b_f}{h_o}$
Незалежно від рівня прикладення навантаження при розрахунку ділянки балки між в'язями	$\bar{\lambda}_{ub} = 0,41 + 0,0032 \frac{b_f}{t_f} + \left(0,73 - 0,016 \frac{b_f}{t_f} \right) \frac{b_f}{h_o}$
Примітка 1. b_f і t_f – відповідно ширина і товщина стиснутого пояса; h_o – відстань між осями (центрами мас) поясних листів	
Примітка 2. Значення граничної умовної гнучкості $\bar{\lambda}_{ub}$ слід визначати при $1 \leq h_o / b_f \leq 6$ та $15 \leq b_f / t_f \leq 35$; для балок з відношенням $b_f / t_f < 15$ у формулах	

При невиконанні вказаних вище вимог (які на практиці найчастіше виконуються) розрахунок на загальну стійкість балок та їхніх ділянок, розташованих між вузлами розкріплення горизонтальними в'язями, при пружній роботі сталі виконують за формулою

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_b W_c} \leq R_y \gamma_c, \quad (7.10)$$

де W_c – момент опору стиснутого пояса.

Жорсткість балок характеризується їхніми деформаціями – прогинами. Досягнення граничних прогинів належить до другої групи граничних станів, тому розрахунок на жорсткість повинен виконуватися за експлуатаційним навантаженням без урахування послаблення перерізу, тобто за геометричними характеристиками бруто. Розрахункове експлуатаційне навантаження менше від граничного розрахункового, тому розрахунок на жорсткість завжди передбачає пружну роботу сталі.

Розрахунок полягає у визначенні прогину балки f і порівнянні його з граничним значенням f_u вказаним у нормах [1] залежно від типу балкової конструкції, прольоту і умов експлуатації. Для більшості випадків граничні значення f_u наведені у табл.7.3. На практиці замість абсолютного значення прогину зручно обчислювати відносний прогин f/l і порівнювати з граничним відносним прогином $(f/l)_u$, де l - розрахунковий проліт елемента конструкції.

У випадку рівномірно розподіленого навантаження або при значній кількості (п'ять і більше) однакових зосереджених сил перевірку для однопролітної балки, що вільно лежить на двох опорах, виконують за формулою

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{48} \frac{M_{e,\max} l}{EI_x} \leq \left(\frac{f}{l} \right)_u, \quad (7.11)$$

де $M_{e,\max}$ - максимальний момент у балці від експлуатаційного навантаження.

Таблиця 7.2

Граничні значення вертикальних прогинів f_u

Елементи конструкцій	Вимоги	Вертикальні граничні прогини f_u	Наванта ження
1. Балки кранових колій підмостові і підвісні крани, керовані: з підлоги, у тому числі тельфери (талі) з кабіни при групах режимів роботи:	Технологічні	$l/250$	Від одного крана
	Фізіологічні і технологічні		
	1К-6К	$l/400$	
	7К	$l/500$	
8К		$l/600$	
2. Балки, ферми, ригелі, прогони, плити, настили (у тому числі поперечні ребра плит і настилів):			
покриттів і перекриттів, відкритих для огляду, при прольоті l , м:	Естетико- психологічні		Постійні та змінні тривалі
$l = 3$		$l/150$	
$l = 6$		$l/200$	

Продовження табл.7.2

$l = 24 (12)$		$l/250$	
$l \geq 36 (24)$		$l/300$	
покриттів і перекриттів при наявності тельферів (талів), підвісних кранів, керованих:			
з підлоги	Технол огічні	$l/300$ або $a/150$	

(менше з двох)	Змінні з урахуванням навантаження від крана чи тельфера на одній колії		
з кабіни	Фізіологічні	$l/400$ або $a/200$	
(менше з двох)	Від одного крана чи тельфера на одній колії		
Примітки. 1. l – розрахунковий проліт елемента конструкції; a – крок балок або ферм, до яких прикріплені підвісні кранові колії. 2. Для проміжних значень l у поз. 2 граничні прогини слід визначати лінійною інтерполяцією. 3. У поз. 2 цифри, зазначені в дужках, слід приймати при висоті приміщень до 6 м включно.			

Для нерозрізних балок зі сталим перерізом перевірку жорсткості окремих прольотів при дії рівномірно розподіленого навантаження можна виконати за наближеною формулою:

$$\frac{f}{l} = \frac{f_1}{l} - \frac{0,6(M_{\text{лів}} + M_{\text{пр}})l}{9,6EI_x} \leq \left(\frac{f}{l}\right)_u, \quad (7.12)$$

де $M_{\text{лів}}$ та $M_{\text{пр}}$ - згинальні моменти від розрахункових експлуатаційних навантажень відповідно на лівій та правій опорах прольоту, що розглядається; f_1/l - відносний прогин шарнірно обпєртої розрізної балки прольотом l , визначений за (7.11).

Добір перерізу прокатних балок

Добір перерізу балок з прокатних або гнутих профілів полягає у визначенні необхідних геометричних характеристик перерізу і встановленні за сортаментом відповідного номеру профіля. Обчисливши найбільший згинальний момент у балці від розрахункових граничних навантажень M_{max} і призначивши марку сталі та її розрахунковий опір R_y , визначають потрібний момент опору W_{min}

При згині балки у одній площині і пружній роботі сталі необхідний мінімальний момент опору перерізу нетто визначають з рівняння міцності (7.4):

$$W_{min} = \frac{M_{max}}{R_y \gamma_c}. \quad (7.13)$$

Для балок розрахунок яких виконують з урахуванням пластичних деформацій мінімальний момент опору перерізу визначають з рівняння:

$$W_{min} = \frac{M_{max}}{c_1 R_y \gamma_c}.$$

Для двотаврів на стадії підбору перерізу приймають коефіцієнт $c_1 = 1,12$. Далі, згідно з сортаментом, встановлюють найближчий номер профілю, момент опору якого не менший за потрібний $W \geq W_{min}$. Переріз вважається підібраним задовільно, якщо недонапруження складають 5-7 %.

Перевірку місцевої стійкості елементів перерізу (полиць і стінки) прокатних балок не виконують, оскільки вона завжди забезпечена відповідним співвідношенням розмірів. Винятком є лише гнуті профілі, для них необхідна перевірка місцевої стійкості стінки та стиснутої полочки.

Загальна стійкість балки забезпечується настилом, що спирається і кріпиться до неї по всій довжині.

Визначивши розміри профілю, перевіряють міцність стінки на зріз від дії найбільшої поперечної сили Q_{max} на опорі балки за формулою (7.5)

$$\tau = \frac{Q_{max} S}{I_x t_w} \leq R_s \gamma_c,$$

де S та I_x – відповідно статичний момент половини перерізу та момент інерції всього перерізу відносно нейтральної осі,; t_w – товщина стінки балки.

Для перевірки жорсткості необхідно обчислити відносний прогин f/l і порівнювати прогин балки і порівняти його з граничним відносним прогином $(f/l)_u$:

$$f/l \leq (f_u/l)_u \quad (7.14)$$

Якщо всі перевірки задовольняються, переріз вибрано правильно. При невиконанні умов, треба збільшити номер профілю і повторити розрахунок.

У випадках, коли прокатні балки не задовольняють умовам міцності або жорсткості, застосовують балки складеного перерізу.

7.4. Проектування балок складеного перерізу

Проектування балок складеного перерізу виконують у два етапи: на першому етапі – компонують і добирають поперечний переріз; на другому етапі – виконують перевірки міцності, загальної стійкості та жорсткості; перевірки міцності зварних швів; зміну перерізу балки за довжиною при необхідності; розрахунок поясних з'єднань, стиків і опорних частин, розстановку і розрахунок ребер жорсткості.

Компонування складеного перерізу полягає у визначенні оптимальної висоти балки, товщини стінки, ширини і товщини поясів.

При цьому попередньо обчислюють найбільше значення згинального моменту $M_{\max}$, призначають матеріал конструкцій і його розрахунковий опір та значення коефіцієнта умов роботи γ_c .

Момент опору поперечного перерізу W , необхідний для забезпечення несучої здатності балки за умови роботи в пружній стадії, знаходять за формулою (7.39):

$$W = \frac{M_{\max}}{R_y \gamma_c}.$$

З умов найменших витрат сталі оптимальна висота симетричного перерізу балки визначається за формулою:

$$h_{onm} = k_{\lambda} \sqrt[3]{W^n \lambda_w}, \quad (7.15)$$

де $\lambda_w = \bar{\lambda}_w \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ – гнучкість стінки балки, $\bar{\lambda}_w$ – умовна гнучкість, якою попередньо задаються, k_{λ} – конструктивний коефіцієнт, який для зварних балок постійного перерізу має значення 1,15...1,2, змінного перерізу – 1,0.

З існуючого досвіду проектування товщину стінки (мм) приймають $t_w = 7 + 3h$, де в першому наближенні $h \approx \left(\frac{1}{8} \dots \frac{1}{12}\right)l$, l – проліт балки.

Висота перерізу балки h_{onm} визначає найменші витрати металу на конструкцію. Як зменшення, так і збільшення висоти проти h_{onm} призводить до перевитрат сталі.

Але виконання умов забезпечення жорсткості вимагає іншої висоти, яку називають *мінімальною висотою* h_{min} . Розглянемо статично визначену балку на двох опорах прольотом l , завантажену рівномірно розподіленим навантаженням. З умов жорсткості

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{48} \frac{M_{e,max} l}{EI} \leq \left(\frac{f}{l}\right)_u, \quad (7.16)$$

Підставимо у формулу $I = \frac{1}{2}Wh$, $W = \frac{M}{R_y \gamma_c}$, $\frac{M_e}{M} = \frac{g_e}{g}$ і отримаємо мінімальну висоту перерізу балки:

$$h_{min} = \frac{5}{24} \frac{R_y \gamma_c l}{E} \frac{1}{f} \left(\frac{f}{l}\right)_u \frac{g_e}{g}, \quad (7.17)$$

де q_e – експлуатаційне розрахункове навантаження, q – граничне розрахункове навантаження.

Отримана висота h_{min} є найменшою для забезпечення необхідної жорсткості при повному використанні міцності матеріалу (тобто коли максимальні напруження досягають значень розрахункового опору сталі).

Остаточну висоту балки приймають з умов мінімальних витрат сталі, тобто близькою до h_{onm} і не менше від мінімальної висоти h_{min} . У випадку $h_{onm} < h_{min}$

доцільно зменшити міцність сталі (якщо це можливої не вище заданої h_{onm}). Висоту стінки ув'язують зі стандартними розмірами ширини листової гарячекатаної сталі (ГОСТ 19903-74*).

Якщо висота стінки не перевищує 1050 мм, то доцільно використати широкоштабову гарячекатану сталі (ГОСТ 82-70*), при цьому обробка поздовжніх крайок листа не потрібна.

Прийнята висота балки повинна вписуватись у габарити перекриття – конструктивну висоту h_{ctr} , визначену в процесі архітектурно-конструктивного компонування.

Необхідну товщину стінки визначають з умов роботи її на зсув. Для балок, які працюють у межах пружних деформацій:

$$t_w \geq 1,12 \frac{Q_{max}}{h_w R_s \gamma_c} \quad (7.18)$$

Для забезпечення місцевої стійкості стінки без встановлювання поздовжніх ребер жорсткості її умовна гнучкість $\bar{\lambda}_w \leq 6$. Для цього товщина стінки повинна становити:

$$t_w \geq \frac{h_w}{\bar{\lambda}_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{h_w}{6} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad (7.19)$$

Для балок, які розраховують з урахуванням обмеження пластичних деформацій товщину стінки визначають за формулою:

$$t_w \geq \frac{Q_{max}}{h_w R_s \gamma_c} \quad (7.20)$$

Необхідна площа поперечного перерізу поясів балки A_f у межах пружних деформацій::

$$A_f = \frac{W_{nomp}}{h_w} - \frac{t_w \cdot h_w}{6} \quad (7.21)$$

При розрахунку з урахуванням обмежених пластичних деформацій площа поперечного перерізу поясів балки:

$$A_f = \frac{W}{h_w} - \frac{t_w \cdot h_w}{4} \quad (7.22)$$

Поясні листи доцільно виготовляти з гарячекатаної сталі (ГОСТ 82-70*), яка не потребує обробку крайок. За умов виконання якісних поясних швів товщину поясів t_f рекомендується приймати не більшою 2...3 товщини стінки t_w . З умов забезпечення загальної стійкості балки і рівномірного розподілення напружень за перерізом поясу ширину поясу призначають у межах $\frac{h}{5} \leq b_f \leq \frac{h}{3}$.

При komponуванні перерізу пояса його товщина з умови забезпечення місцевої стійкості у зварних балках в пружній стадії роботи повинна бути:

$$t_f \geq \sqrt{\frac{A_f}{\sqrt{\frac{E}{R_y}}}} \quad (7.23)$$

Добір прийнятого перерізу балки завершують перевітками міцності, загальної стійкості та жорсткості.

Зміна поперечного перерізу

Переріз балки добирають за найбільшими значеннями згинального моменту $M_{\max}$. На ділянках зменшення моментів міцність металу використовується лише частково. Найменші значення згинального моменту для балки, зображеної на рис. 7.16, спостерігаються поблизу опор. Це дає змогу зменшити переріз балки. Враховуючи збільшення трудомісткості виготовлення, змінювати переріз доцільно у балках значних прольотів – 12 м і більше. Економія сталі при зміні перерізу становить 10...12 %.

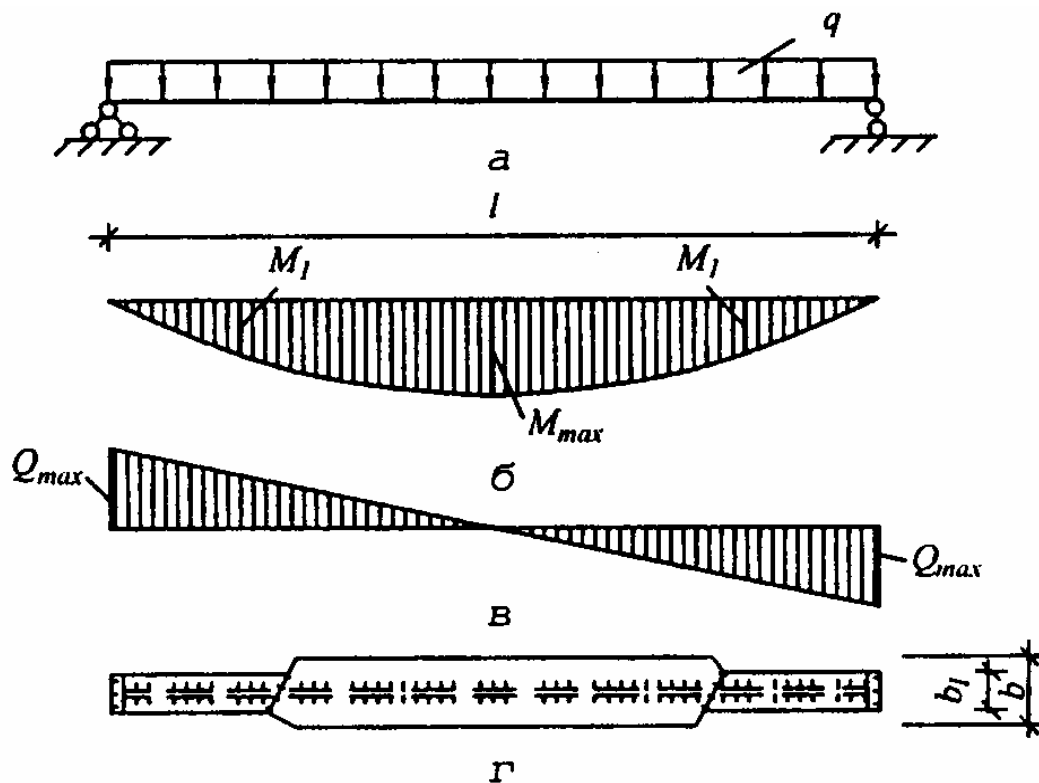


Рис. 7.9. Зміна перерізу балки:

а – розрахункова схема; б, в – епюри згинальних моментів і поперечних сил; г – обриси полицок балки

Зміну перерізу здійснюють найчастіше шляхом зменшення ширини полицок на деякій відстані від опор, що пояснюється простотою конструктивного вирішення і його технологічністю. (рис. 7.9, г). Зменшення товщини полицок недоцільне, оскільки ускладнює конструкцію перекриття, зумовлює значну концентрацію напружень і вимагає механічного оброблення з'єднаних елементів поблизу стику для плавного їх сполучення.

Для однопрольотної балки завантаженої рівномірно розподіленим навантаженням найбільш вигідне місце зміни перерізу знаходиться на відстані $(1/5 \dots 1/6)l$ від опор. Призначивши відстань від опори до місця зміни перерізу і визначивши у цьому місці згинальний момент M_1 , обчислюють необхідний момент опору зміненого перерізу балки:

$$W_{1,n} = \frac{M_1}{R_{wy} \gamma_c} \text{ см}^3, \quad (7.24)$$

де R_{wy} – розрахунковий опір зварного стикового шва.

Необхідну площу зміненого перерізу визначають за формулою (7.25):

$$A_{f1} = \frac{W_{1,n}}{h_w} - \frac{t_w h_w}{6}$$

Нова ширина пояса $b_{f1} \geq \frac{A_{f1}}{t_f}$ повинна задовольняти таким конструктивним вимогам: $b_{ef1} \geq b_f / 2$, $b_{ef1} \geq 180$ мм, $b_{f1} \geq h/10$.

З'єднання між собою окремих частин полички у місці зміни перерізу виконують стиковим швом. При цьому доцільно використовувати вивідні планки та фізичні методи контролю якості шва. Коли ж якість стикового шва контролюють лише візуально, то для розтягнутої полички передбачають навскісний стиковий шов. Цим забезпечується його рівномірність основному металу. Для зменшення концентрації напружень перехід від більшої ширини b_f до меншої b_{f1} обов'язково виконують плавно, забезпечивши технологічні скоси 1:5.

У місці зміни перерізу поличок рівень нормальних напружень близький до розрахункового опору металу. Значними також є величини дотичних напружень. Тому обов'язкові такі перевірки міцності: за найбільшими нормальними напруженнями $\sigma_{max} = \frac{M_1}{W_{1,n}} \leq R_y \gamma_c$; за зведеними напруженнями на гранях стінки

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau_{1xy}^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c. \text{ Детально ці перевірки описані вище.}$$

Стики балок

У балках розрізняють два типи стиків: заводські і монтажні. Заводські стики виконують на підприємствах металевих конструкцій, якщо довжина наявного металопрокату недостатня. *Монтажні* стики виконують на будівельних майданчиках при з'єднанні відправних елементів.

Заводські стики переважно виконують за допомогою зварювання. Монтажні стики можуть бути як зварними, так і на болтах чи заклепках. Виконання монтажних стиків трудомістке і має високу вартість.

Заводські стики листів для стінки і поличок балок складеного перерізу виконують переважно за допомогою стикових швів, рівномірних основному

металу. При цьому стики окремих елементів перерізу (стілки і полицок) не повинні накладатися. Розміщують стики в зонах дії невеликих напружень: поясів – ближче до опор, стінки — до середини балки. Послідовність зварювання призначають такою, щоб залишкові напруження були якнайменші. Спочатку зварюють поперечні стикові шви окремо в кожному елементі, далі накладають полицкові шви і лише після цього приварюють ребра жорсткості.

Прокатні перерізи найчастіше стикують за допомогою накладок. Конструкція такого стику зображена на рис. 5.17. Під час розрахунку вважають, що згинальний момент M_s у місці стику передається накладками на полицках, а перерізувальна сила Q_s – накладками на стінці. Зусилля у накладках полицок утворюють пару сил, що врівноважують згинальний момент. Звідси

$$N_{fs} = M_s / h, \quad (7.26)$$

де h – плече пари сил, за значенням дорівнює висоті перерізу.

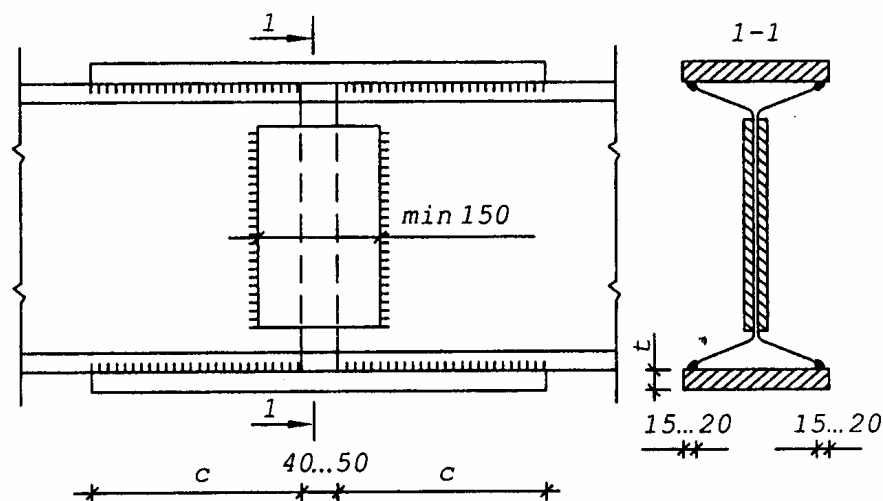


Рис. 7.10. Конструкція заводського стику прокатної балки

За значенням N_{fs} обчислюють потрібну площу перерізу накладок:

$$A_{fs,min} = \frac{N_{fs}}{R_y \gamma_c}. \quad (7.27)$$

Ширина накладок повинна бути на 30...40 мм більшою (або меншою) за ширину полицок, що забезпечує потрібні конструктивні умови для зварювання швів. Товщину накладок приймають згідно з сортаментом такою, щоб отримана площа накладки A_{fs} не була меншою від $A_{fs,min}$.

Шви кріплення накладок, розміщені з одного боку від стику, проектують рівномісними накладкам, розраховуючи за формулою:

$$N_{fw} = A_{fs} R_y \gamma_c. \quad (7.28)$$

Накладки на стінці роблять двосторонніми з листів, товщина яких близька до товщини стінки. Шви кріплення накладок з кожного боку стику розраховують на дію перерізувальної сили Q_s .

Конструктивні вимоги до стиків зображені на рис. 7.17. Значення s приймають не меншим ніж $5t$, $4k_f$ і 40 мм.

Для прокатних профілів конструкція монтажних стиків аналогічна заводським. У балках складених перерізів монтажні стики найчастіше виконують за допомогою зварювання та високомісних болтів.

Зварні з'єднання виконують за допомогою стикових швів. Міцність стику перевіряють як суцільний переріз. Напруження у ньому не повинні перевищувати розрахункового опору стикового зварного з'єднання R_{wy}, R_{wu} . При використанні фізичних методів контролю якості швів розрахунковий опір зварних швів R_{wy} при розтягу дорівнює розрахунковому опору матеріалу балки R_y . За відсутності такого контролю якості з'єднання у розтягненій зоні $R_{wy} = 0,85R_y$. Доцільно монтажний стик розміщувати за межами зони дії найбільшого згинального моменту, в перерізах, для яких $M \leq 0,85M_{max}$. Для забезпечення рівномісності стику ефективним також є застосування навскісного стику розтягнутої полицки та вивідних планок для стикових швів обох полицок.

Для зменшення залишкових напружень заводські шви, що з'єднують стінку з полицками, не доводять до місця стику на 500 мм. З цією ж метою обов'язковим є дотримання порядку зварювання (рис. 7.18). Матеріали для зварювання повинні відповідати маркам матеріалів полицок і стінки балки, а технологія зварювання – забезпечувати повне проплавлення з'єднуваних елементів.

Крім зварювання, у монтажних стиках використовують з'єднання на високомісних болтах і болтах підвищеної точності. Незважаючи на вищу

вартість високоміцних болтів, вони легко встановлюються і послаблення перерізу отворами при їх використанні часто не враховують.

У стиках з використанням болтів кожен елемент перерізу перекривають двосторонніми накладками. Це дає змогу зменшити кількість болтів та розміри накладок, оскільки болти працюють за двозрізною схемою. Відстані між болтами приймають $2,5 \dots 3,0 d$. Це також забезпечує якнайменші розміри накладок. Площа перерізу накладок не повинна бути меншою за площу з'єднаних елементів. З'єднання кожного з елементів розраховують згідно з зусиллями, які в них діють.

Вважають, що вся перерізувальна сила Q_s передається через накладки на стінці. Згинальний момент розподіляють між елементами перерізу пропорційно до їх моментів інерції. Таким чином, згинальний момент, який передається через накладки стінки:

$$M_{ws} = M_s \frac{I_w}{I}, \quad (7.29)$$

де M_s – згинальний момент у місці стику; I_w, I – моменти інерції стінки і всього перерізу відносно центральної осі.

Частина згинального моменту, яка припадає на накладки полицок:

$$M_{fs} = M_s - M_{ws}. \quad (7.30)$$

Як і в прокатних балках, момент M_{fs} передається у вигляді пари сил, прикладених на рівні центру ваги накладок верхньої та нижньої полицок. Можна вважати, що плече пари сил z дорівнює відстані між центрами полицок:

$$z = h_w + t_w. \quad (7.31)$$

Таким чином, зусилля, яке діє на накладки полицок

$$N_{fs} = \frac{M_{fs}}{z}, \quad (7.32)$$

а найменша сумарна площа накладок кожної з полицок:

$$A_{nfs,min} = \frac{N_{fs}}{R_y \gamma_c}. \quad (7.33)$$

Для приєднання накладок до полицок з одного боку від стику визначають кількість болтів:

при болтах підвищеної точності

$$n = \frac{A_{ef,s} \cdot R_y}{N_b}, \quad (7.34)$$

при високоміцних болтах

$$n = \frac{A_{ef,s} \cdot R_y}{Q_{bh}}, \quad (7.35)$$

де $A_{ef,s} R_y$ – несуча здатність накладок; $A_{ef,s}$ – сумарна розрахункова площа накладок; R_y – розрахунковий опір матеріалу накладок; N_b та Q_{bh} – несуча здатність болта підвищеної точності та високоміцного.

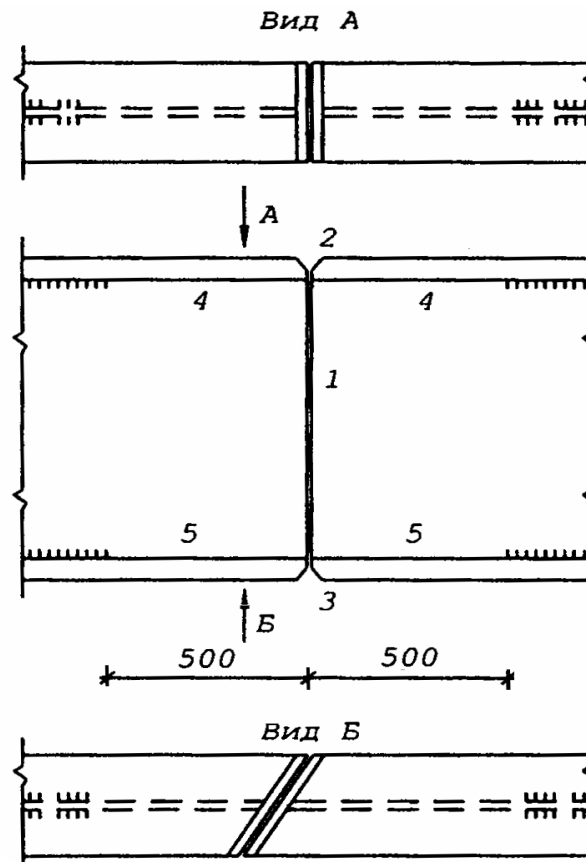


Рис. 7.11. Конструкція зварного стику балки складеного перерізу:

1-5 – послідовність зварювання монтажних швів

Розрахункову площу приймають рівною площі нетто для болтів підвищеної точності $A_{ef,s} = A_{n,s}$; для високоміцних болтів: $A_{ef,s} = A_s$ (площі бруто) при $A_{n,s} \geq 0,85A_s$ і $A_{ef,s} = 1,18A_{n,s}$ при $A_{n,s} < 0,85A_s$, для динамічних навантажень $A_{ef,s} = A_{n,s}$.

Довжину накладок визначають за розміщенням потрібної кількості болтів. Накладки на стінці приймають двосторонніми з товщиною, що дорівнює товщині стінки, чи на 1...2 мм меншою.

Через накладки на стінці, окрім перерізувальної сили Q_s , передається ще й частина згинального моменту $M_{w,s}$. Причому зусилля у болтах N_M , які виникають від дії згинального моменту, розподіляються між болтами нерівномірно, а пропорційно відстані від нейтральної осі перерізу до болтів.

Найбільшими є зусилля у крайніх горизонтальних рядах болтів $N_{M,max}$, розміщених від осі на відстані y_k (рис. 7.12).

Звідси зусилля у будь-якому i -му ряді болтів

$$N_{M,i} = N_{M,max} \frac{y_i}{y_k}, \quad (7.36)$$

де y_i та y_k – відстані від нейтральної осі до i -го болта та найдалшого з болтів.

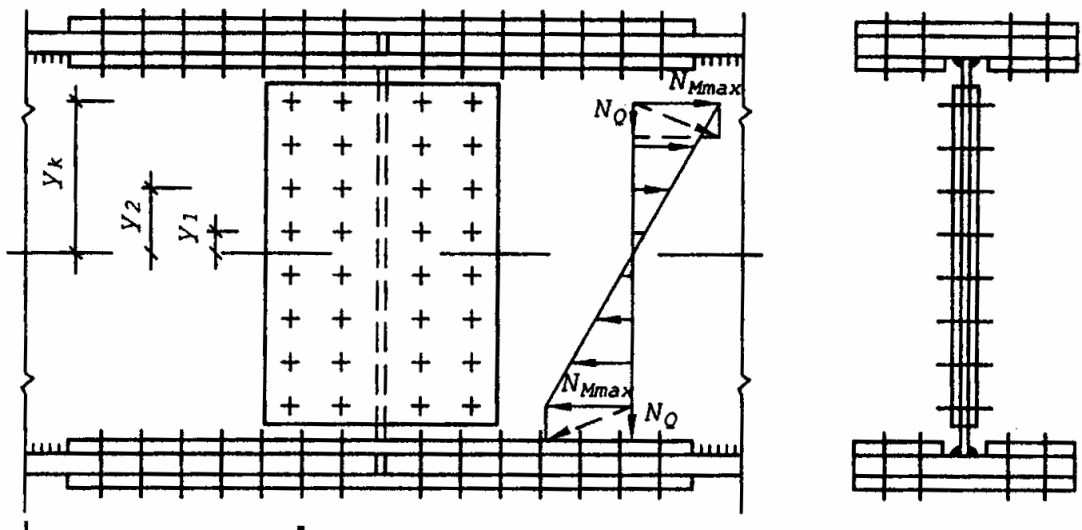


Рис. 7.12. Конструкція стику зварної балки на болтах

Кожна пара болтів, симетричних відносно нейтральної осі, створює момент $M_i = N_{Mi} \cdot y_i$, який є частиною зовнішнього $M_{w,s}$. Виходячи з умови рівноваги

$$\sum_{i=1}^k M_i = M_{w,s}, \quad (7.37)$$

або в розгорнутій формі, підставляючи N_{Mi} , згідно з (7. 16):

$$\sum_{i=1}^k m \left(\frac{N_{M,max} y_i}{y_k} \right) y_i = M_{w,s}, \quad (7.38)$$

де m – кількість вертикальних рядів болтів з одного боку стику. Звідси найбільше зусилля у болті від дії згинального моменту:

$$N_{M,max} = \frac{M_{w,s} y_k}{m \sum_{i=1}^k y_i^2}. \quad (7.39)$$

Зусилля N_Q , що виникають від перерізувальної сили, розподіляються між болтами рівномірно. Тобто на один болт припадає

$$N_Q = \frac{Q_s}{n}, \quad (7.40)$$

де n – кількість болтів з одного боку стику.

Найбільша рівнодійна зусиль N_M та N_Q у болтах не повинна перевищувати несучої здатності болта:

для болтів підвищеної точності

$$\sqrt{N_{M,max}^2 + N_Q^2} \leq N_b; \quad (7.41)$$

для високоміцних болтів

$$\sqrt{N_{M,max}^2 + N_Q^2} \leq Q_{bh}. \quad (7.42)$$

Проектуючи стики, у першу чергу задаються типом і діаметром болтів, а також розміщують їх, виходячи з найменших кроків. При цьому кількість вертикальних рядів болтів, які припадають на накладки стінки з одного боку стику, доцільно приймати не менше двох і не більше трьох.

Далі перевіряють міцність з'єднання згідно. Якщо умова міцності не задовольняється, збільшують діаметр болтів. При значних запасах міцності зменшують кількість вертикальних рядів або збільшують кроки між болтами. Можна також зменшити діаметр. Але при цьому треба враховувати, що у межах одного стику всі болти мають бути одного діаметра.

7.5. Конструкції полегшених балок

Основними напрямками розвитку сталевих конструкцій, є зменшення їх матеріаломісткості, трудомісткості та вартості. Зменшенню трудомісткості найбільш радикально сприяє запровадження та розширення прокатування великорозмірних профілів (у тому числі широкополічкових). Після прокатування отримують практично готову до застосування балку. Необхідно лише розрізати прокатний профіль на елементи потрібної довжини та прикріпити опорні ребра і, при необхідності, проміжні ребра жорсткості. Такі балки є найдешевшими.

Запровадження сортаменту зварних двотаврових профілів з метою їх виготовлення на потокових лініях спеціалізованих заводів супроводжується значним зменшенням трудомісткості та вартості, оскільки створює передумови для широкої механізації та автоматизації технологічних процесів, масового використання високопродуктивних способів з'єднання на основі автоматичного зварювання.

Трудомісткість і вартість балок зменшуються при використанні однобічних зварних швів та односторонніх ребер жорсткості, широке застосування яких рекомендоване нормами проектування.

Для невеликих прольотів і навантажень високоефективними є балки з гнутих профілів (наприклад, прогони з гнутих швелерів), виробництво яких останнім часом інтенсивно зростає. Порівняно з прокатними елементами гнуті профілі потребують менше металу.

Зменшену металомісткість мають також балки з перфорованими стінками та балки, в яких використовують сталі підвищеної й високої міцності (бісталеві та попередньо напружені).

Застосування алюмінієвих сплавів суттєво зменшує масу конструкцій. Але при цьому висока вартість матеріалу негативно позначається на техніко-економічних показниках. Використовувати такі конструкції доцільно тоді, коли повністю реалізуються їх особливості: висока корозійна стійкість, немагнітність, відсутність іскор при ударах тощо.

Ефективно зменшити металомісткість конструкцій можна, замінивши дефіцитний метал більш доступним і недорогим матеріалом, наприклад, бетоном (сталезалізобетонні та сталебетонні балки).

Бісталеві балки.

З метою зменшення витрат матеріалу все ширше використовують сталі підвищеної міцності. Але оскільки ці сталі мають більшу вартість (у зв'язку із застосуванням легувальних компонентів і ускладненням технології виплавлення та прокатування), їх використання доцільне лише у найбільш напружених елементах перерізу. У балках такими елементами є полочки у середній частині прольоту – зоні дії найбільших згинальних моментів. Менш напружені приопорні ділянки полочок і стінку виконують зі звичайної маловуглецевої сталі. Ці балки називають бісталевими.

Особливістю роботи таких балок є те, що у зоні дії максимального згинального моменту матеріал стінки працює за межею текучості. Епюра нормальних напружень у перерізі складна. Напруження у полочках досягають більших значень, ніж у стінці, а текучість сталі стінки (через нижче значення межі текучості) спостерігається ще за пружної роботи матеріалу полочок. Беручи до уваги можливі несприятливі відхилення міцності сталей вважають, що межі текучості матеріалів дорівнюють їх розрахунковим опорам і відповідно позначають для маловуглецевої сталі стінки $R_{y(w)}$, а для високоміцної частини полочок – $R_{y(f)}$.

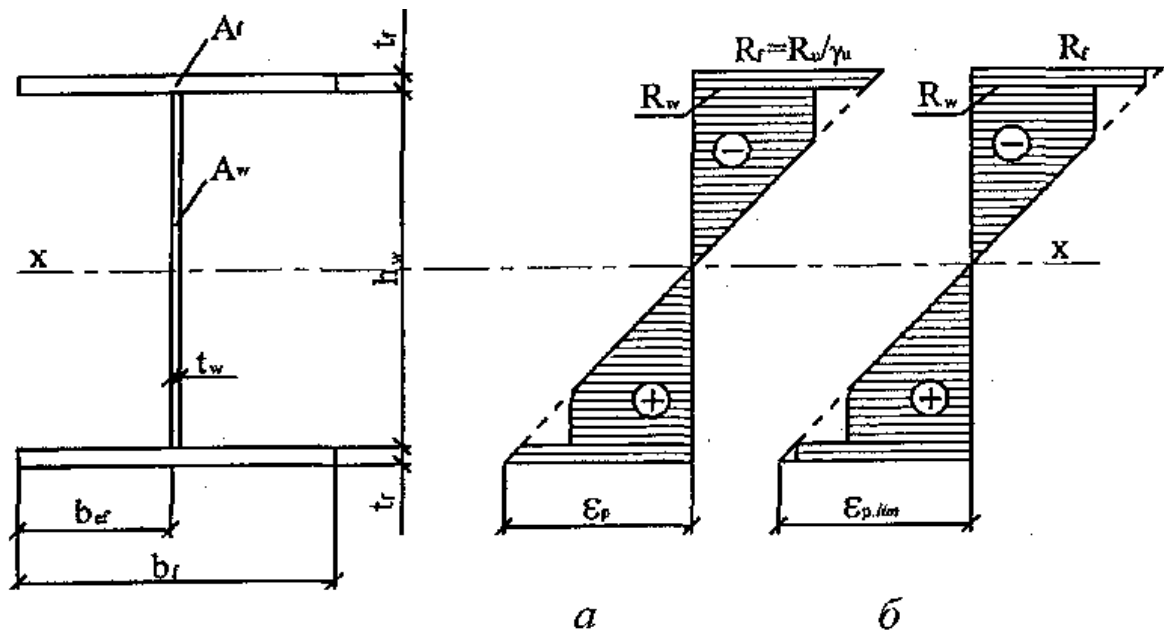


Рис. 7.13. Епюри напружень і деформацій в бісталевих балках: *а* - за критерієм граничних напружень при пружній роботі поясів; *б* - за критерієм обмежених пластичних деформацій

Несучу здатність такого перерізу можна записати як суму згинальних моментів, які сприймаються поличками M_f та стінкою M_w :

$$M = M_f + M_w. \quad (7.43)$$

Згинальний момент M_f дорівнює рівнодійної напружень у кожній з поличок — $A_f \cdot R_{y(f)}$ на плече прикладення цих рівнодійних z :

$$M_f = A_f \cdot R_{y(f)} \cdot z. \quad (7.44)$$

Аналогічно знаходять згинальний момент, який сприймається стінкою. Попередньо доповнимо кожну з трапецієподібних епюр напружень у стінці до прямокутної. Згинальний момент, що відповідатиме такій прямокутній епюрі:

$$\begin{aligned} M_{w1} &= 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot A_w \right) \cdot R_{y(w)} \cdot z_{w1} = \\ &= h_w \cdot t_w \cdot R_{y(w)} \cdot \frac{h_w}{4} = \frac{t_w h_w^2}{4} R_{y(w)}. \end{aligned} \quad (7.45)$$

де добуток $\frac{1}{2} \cdot A_w \cdot R_{y(w)}$ — рівнодійна напружень у половині стінки;

$z_{w1} = \frac{h_w}{4}$ – плече прикладення цієї рівнодійної відносно нейтральної

осі; $A_w = h_w \cdot t_w$ – площа стінки.

Добудованим трикутним частинам епюри висотою a відповідатиме згинальний момент:

$$M_a = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot a \cdot t_w \cdot R_{y(w)} \cdot \frac{1}{3} a = \frac{t_w a^2}{3} R_{y(w)}, \quad (7.46)$$

де $\frac{1}{2} \cdot a \cdot t_w \cdot R_{y(w)}$ – рівнодійна уявної добудованої частини епюри напружень; $\frac{1}{3} a$ – плече прикладення цієї рівнодійної відносно нейтральної осі. Таким чином, згинальний момент, що відповідає фактичній трапецієподібній епюрі напружень у стінці:

$$M_w = M_{w1} - M_a = \frac{t_w h_w^2}{4} R_{y(w)} - \frac{t_w a^2}{3} R_{y(w)}. \quad (7.47)$$

Розглянувши два подібних трикутники епюри висотою $\frac{h_w}{2}$ і a , запишемо:

$$\frac{a}{R_{y(w)}} = \frac{h_w}{R_{y(f)}}. \quad (7.48)$$

Звідси

$$a = \frac{h_w}{2} \cdot \frac{R_{y(w)}}{R_{y(f)}}. \quad (7.49)$$

Підставляємо в (5.97)

$$M_w = \frac{t_w h_w^2}{4} R_{y(w)} - \frac{t_w}{3} \cdot \frac{h_w^2}{4} \left(\frac{R_{y(w)}}{R_{y(f)}} \right)^2 \cdot R_{y(w)}. \quad (7.50)$$

Виділивши момент опору стінки $W_w = \frac{t_w h_w^2}{6}$, що відповідає пружним деформаціям, та винісши за дужки $R_{y(w)}$, маємо

$$\begin{aligned} M_w &= \frac{t_w h_w^2}{4} R_{y(w)} \left[\frac{3}{2} - \frac{1}{2} \left(\frac{R_{y(w)}}{R_{y(f)}} \right)^2 \right] = \\ &= W_w \frac{3}{2} R_{y(w)} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{R_{y(w)}}{R_{y(f)}} \right)^2 \right]. \end{aligned} \quad (7.51)$$

Підставляючи в (5.93) значення M_f та M_w , одержуємо

$$M = A_f \cdot R_{y(f)} \cdot z + W_w \frac{3}{2} R_{y(w)} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{R_{y(w)}}{R_{y(f)}} \right)^2 \right] =$$

$$= R_{y(f)} \left\{ A_f \cdot z + W_w \frac{3 R_{y(w)}}{2 R_{y(f)}} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{R_{y(w)}}{R_{y(f)}} \right)^2 \right] \right\}. \quad (7.52)$$

Прийнявши

$$m = \frac{3 R_{y(w)}}{2 R_{y(f)}} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{R_{y(w)}}{R_{y(f)}} \right)^2 \right], \quad (7.53)$$

де m – коефіцієнт, який враховує наявність пластичних деформацій у матеріалі стінки. Підставивши m в (5.102), отримаємо

$$M = R_{y(f)} (A_f \cdot z + m \cdot W_w), \quad (7.54)$$

або в загальноприйнятій формі запису:

$$M = R_{y(f)} \cdot W_{ef}. \quad (7.55)$$

Тут $W_{ef} = (A_f \cdot z + m \cdot W_w)$ – пружно-пластичний момент опору перерізу.

Таким чином, економія матеріалу досягається не тільки за рахунок застосування у поличках сталі підвищеної міцності, але й повнішого використання міцності сталі стінки.

За умов економії сталі і зниження вартості конструкцій відношення розрахункових опорів сталі поясів і стінки рекомендується приймати в межах $1,4 < R_f / R_w < 2$. Проте при високих значеннях R_f / R_w обмеження пластичних деформацій у стінці може привести до занадто низьких напружень у поясах.

Нові норми проектування – ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування рекомендують розрахунок бісталевих балок виконувати з урахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій у стінці при досягненні у поясах балки (виконаних з більш міцної сталі) розрахункового опору R_{yf} (R_{yf} – розрахунковий опір сталі поясу за границею текучості).

Попередньо напружені балки.

Попереднє напруження є одним з найефективніших способів зниження матеріаломісткості балок. При цьому часто знижується і вартість. Найчастіше економія металу становить 10...20%, вартість знижується на 5... 12%. Напружені балки мають підвищену жорсткість, що дає змогу суттєво зменшити їхню висоту і відповідно об'єм будівлі.

Зазначеної ефективності найчастіше досягають шляхом:

1) створення у перерізі балки напруженого стану, протилежного за знаком стану від зовнішнього навантаження. Таким чином, при завантаженні у балці спочатку компенсуються зусилля від попереднього напруження і лише після цього вона працює як звичайна. Це подовжує ділянку її пружної роботи;

2) використання високоміцних сталей у вигляді зтяжок з пучків, тросів, канатів. Правильно дібране значення попереднього натягу зтяжок також дає змогу зменшити прогин балки, тобто підвищити її жорсткість.

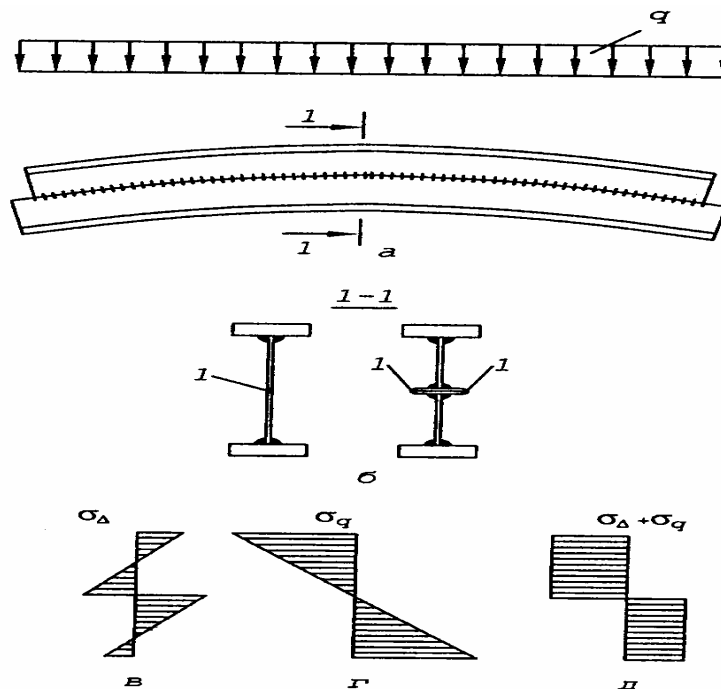


Рис. 7.14. Напруження балки попереднім вигином частин перерізу:
а – схема напруження; б – найпоширеніші перерізи; в,г,д – епюри напружень відповідно від попереднього вигину, зовнішнього навантаження та сумарна;
1 – замикальний шов

Методи попереднього напруження балок.

1. Вигин частин перерізу балки у напрямку, протилежному її прогину від зовнішнього навантаження, з подальшим з'єднанням цих частин в один переріз. Після попереднього вигину і зварювання замикального шва частини балки залишаються деформованими, а в їхніх перерізах діють взаємно

зрівноважені залишкові напруження, епюри яких зображені на рис. 7.14, в. Накладаючи на цей залишковий деформований стан напруження від зовнішнього навантаження (рис. 7.14, г), отримуємо у перерізах такий розподіл напружень, який відповідає шарніру пластичності. Тобто міцність матеріалу всього перерізу використовується повністю, без його пластичного деформування, яке супроводжується надмірними прогинами. Таким чином вдається не лише зекономити матеріал, а й підвищити жорсткість перерізу.

2. Метод попереднього напруження переміщенням опор найчастіше використовують у нерозрізних конструкціях мостів. Переміщують опори (на рис. 7.15 опускають крайні) таким чином, щоб у зонах дії максимальних згинальних моментів від зовнішнього навантаження створити протилежні за знаком зусилля. При додаванні згинальних моментів від зовнішнього навантаження (рис. 7.15, а) і від переміщення опор (рис. 7.15, б) відбувається вирівнювання значень згинального моменту по довжині балки (рис. 7.15, в), що спрощує конструювання і дає змогу зменшити висоту перерізу.

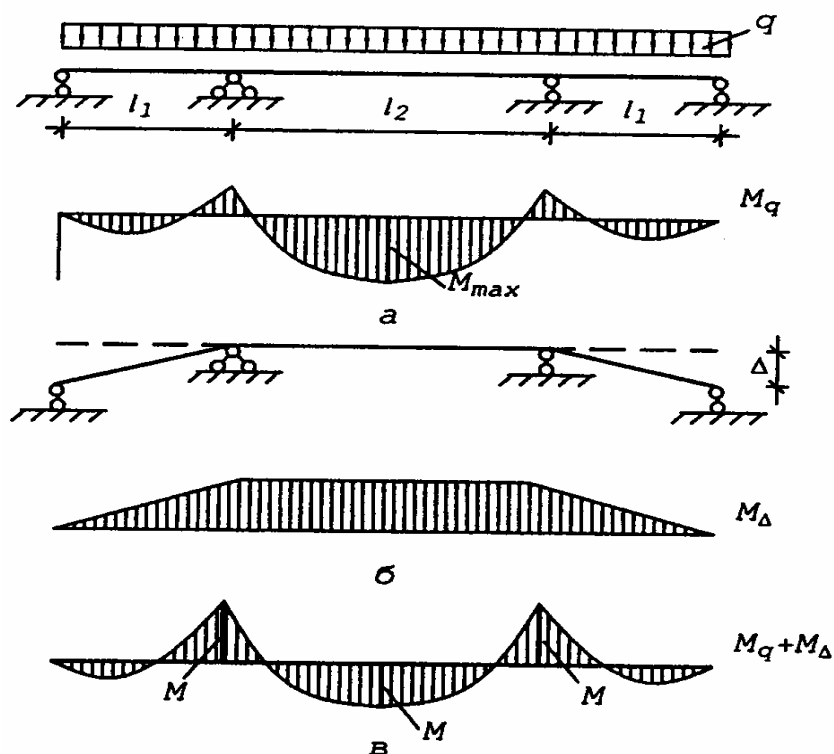


Рис. 7.15. Напруження балки переміщенням опор:

а – розрахункова схема балки та епюра згинальних моментів від зовнішнього навантаження; б – схема переміщення опор та епюра згинальних моментів, зумовлених переміщеннями; в – сумарна епюра

3. Високоміцні затяжки встановлюють у зонах, де діють найбільші напруження (рис. 7.16, а). Нижній пояс проектується значно меншим від верхнього, оскільки його частково замінює затяжка (рис. 7.16, б). При натягу затяжки зусиллям N_0 на балку діє згинальний момент $M = N_0 \cdot e$, який зумовлює у перерізах балки нормальні напруження (рис. 7.16, в), протилежні напруженням від зовнішнього навантаження. Таким чином, досягають не лише розвантаження балки, а й зменшення нормальних напружень у її перерізах. Балка має зайвий зв'язок (затяжку) і тому є статично невизначеною. Розраховуючи таку балку, доцільно за невідоме приймати зусилля у затяжці. При обчисленні прогинів враховують вигин балки від попереднього натягу затяжки.

У багатопролітних нерозрізних балках, враховуючи, що поблизу опор діють також значні згинальні моменти, затяжки встановлюють не тільки у прольотах, але й над опорами відповідно до характеру епюри згинальних моментів.

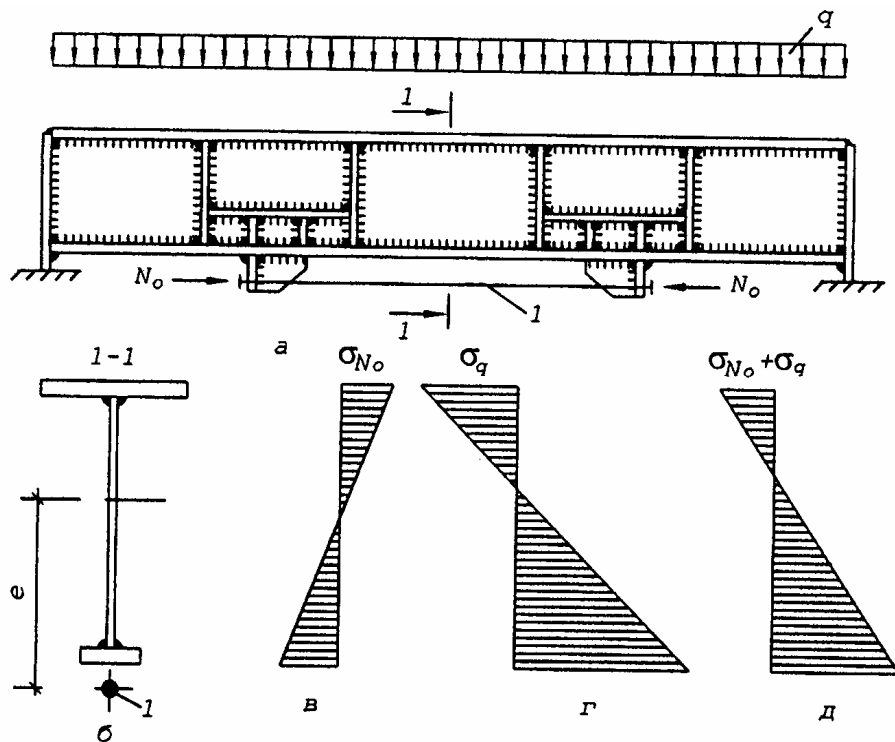


Рис. 7.16. Балка з попередньо напруженою затяжкою:

а – схема балки; б – переріз 1-1; в, г, д – епюри напружень відповідно від натягу затяжки, зовнішнього навантаження та сумарна; і – затяжка

Контрольні питання для самоперевірки

1. Наведіть класифікації балок. Які типи перерізів балок найчастіше застосовують у металевих конструкціях і чому?
2. Яка форма перерізу відповідає формі напружень що виникають при згині балки?
3. Які є типи балкових кліток? Як працюють сталеві типи балкових кліток? Як визначається крок балок настилу?
4. Що таке оптимальної висота перерізу балки і як вона визначається?
5. Що таке мінімальна висота перерізу балки і як вона визначається?
6. Які фактори враховують при призначенні товщини стінки балки?
7. З якою метою і яким чином змінюють переріз зварної балки за довжиною?
8. Як перевіряється стійкість стінки балки?
9. Як перевіряється місцева стійкість стиснутого поясу балки?
10. Як виконується перевірка зведених напружень складеної балки?
11. Як визначається прогин розрізної балки від дії рівномірно розподіленого навантаження?
12. Як перевіряється стійкість опорної ділянки балки, укріпленої опорним ребром?
13. При яких умовах стінка балки не потребує встановлення поздовжнього ребра жорсткості?
14. Загальні поняття про ефективні типи балок

РОЗДІЛ 8. КОЛОНИ

Колони – вертикальні елементи, які підтримують вище розташовані конструкції і передають навантаження від них на фундаменти. Колони призначені для підтримання елементів робочих майданчиків, міжповерхових перекриттів, покрівель, трубопроводів, естакад, шляхопроводів тощо.

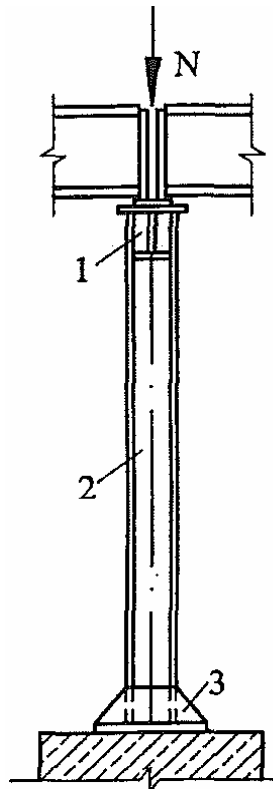


Рис. 8.1. Центральнo-стиснута суцільна колона:

1 – оголовник; 2 – стержень; 3 – база

Колони складаються з таких елементів:

оголовника – конструктивного елемента, на який безпосередньо спираються вище розташовані конструкції;

бази – елемента, який передає зусилля колони на фундамент;

стержня – основного конструктивного елемента, який передає навантаження з оголовника на базу.

Залежно від характеру роботи колони поділяють на центрально-стиснуті і позацентрово-стиснуті. У центрально-стиснутих колонах навантаження передається по центру ваги перерізу стержня або симетрично відносно нього. Цього досягають застосуванням опорних ребер у розрізних балках (рис.8.2, *а*) або центруючої підкладки у нерозрізних балках (рис.8.2, *б*)

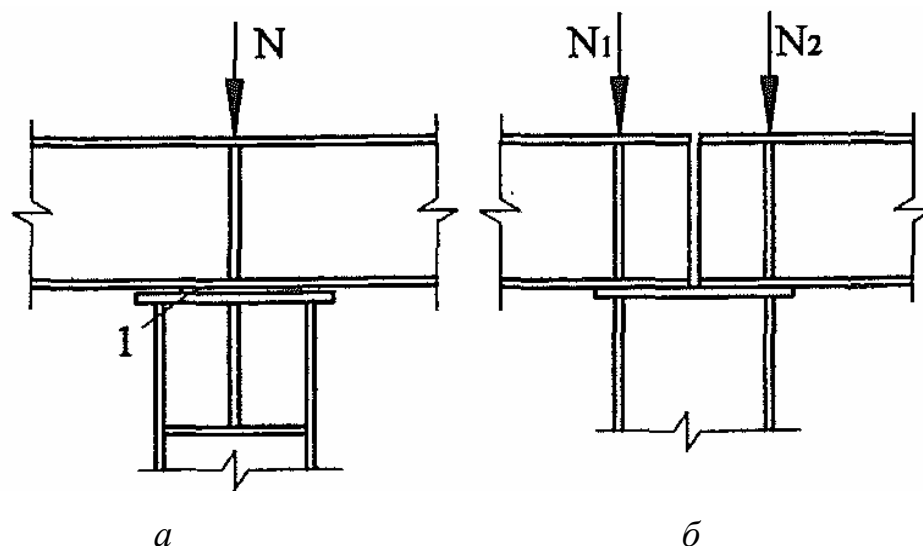


Рис. 8.2. Варіанти передачі навантаження від балок: а – через підкладки; б – через внутрішні опорні ребра; 1 – підкладка

За типом перерізу колони можуть бути *суцільні* та *наскрізні*. Суцільні колони виготовляють з прокатних елементів або листів; наскрізні – з окремих гілок, які з'єднані для сумісної роботи планками або решітками. Суцільні колони у більшості випадків використовують при великих навантаженнях і порівняно невеликих довжинах, наскрізні – навпаки, при невеликих навантаженнях і великих довжинах.

Переріз стержня колони за висотою може бути сталим або змінним. Спирання колон на фундаменти і спряження їх з елементами перекриття може бути шарнірним або жорстким.

8.1. Суцільні колони

Стержень суцільних колон, утворений з одного або декількох елементів (прокатних профілів, листів), які з'єднані зварюванням або болтами. Типи перерізів суцільних колон різноманітні (рис.8.3) і можуть бути відкритими або замкненими. Колони замкнутого перерізу мають близьку чи рівну загальну стійкість у всіх напрямках, кращий зовнішній вигляд та економічніші за витратами сталі порівняно з відкритими. Але вузли обпирання конструкцій, що примикають до таких колон складніші, їхні внутрішні поверхні недоступні для

огляду і захисту від корозії. Тому для запобігання корозії необхідно герметизувати внутрішній об'єм таких колон, що потребує додаткових витрат.

Найбільшого поширення набули двотаврові перерізи з прокатних профілів (рис.8.3, а, б) що пояснюється високою технологічністю виготовлення таких колон і простотою утворення вузлів примикання конструкцій. Але через обмеженість сортаменту вони мають відносно невелику несучу здатність. Для використання у центральньо-стиснутих колонах призначені спеціальні двотаври колонного типу (тип К), висота яких h наближена до ширини полиці b .

Найпростіші й економічніші зварні двотаври (рис. 8.3, б), які виготовляють на потокових високомеханізованих та автоматизованих лініях.

При великих навантаженнях і малих розрахункових довжинах, для збільшення площі перерізу застосовують складені перерізи з прокатних профілів (рис. 8.3, в) і хрестові, з окремих листів, зварених між собою (рис. 8.3, г). Легкі колони при невеликих навантаження можуть бути виконані з гнутих профілів (рис. 8.3, е).

Найбільш раціональними з точки зору витрат сталі є колони з найменшою площею перерізу при максимальному значенні коефіцієнта стійкості φ . Для отримання перерізу з мінімальною площею, необхідно щоб стержень був рівностійким відносно осей $x-x$ та $y-y$, а для цього гнучкості λ_x та λ_y були однаковими. У двотаврових перерізах радіуси інерції $i_x = 0,43h$ та $i_y = 0,24b$, тому при однакових розрахункових довжинах ($l_{ef,x} = l_{ef,y}$) для отримання рівностійкого перерізу, треба щоб $b \approx 0,43h / 0,24 \approx 2h$. Такі перерізи мають дуже широкі полиці, що утруднює автоматичне зварювання при виготовленні колон і незручно у конструктивному відношенні. Тому на практиці застосовують зварні двотаври для яких $b = h$. Такі перерізи нерівностійкі, але економічні.

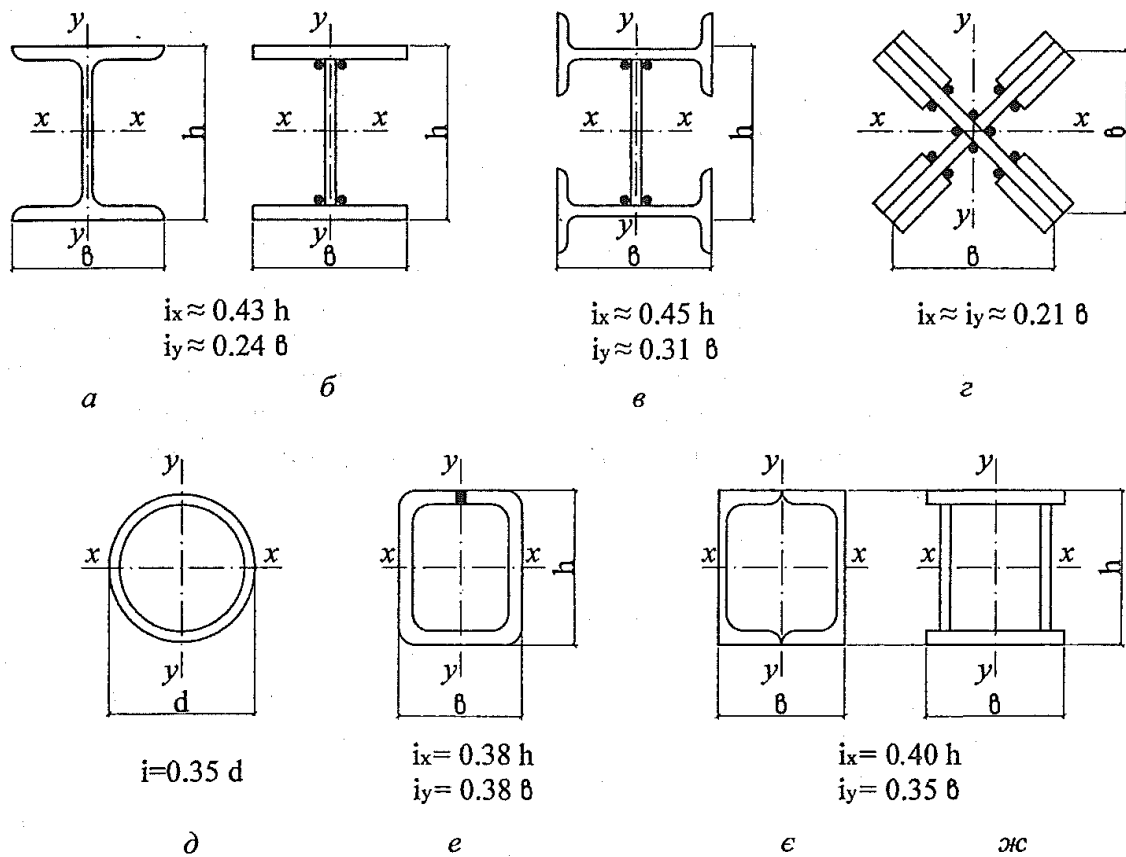


Рис. 8.3 Типи перерізів суцільних колон:

а, б, в, г – відкриті; д, е, є, ж – замкнені

Розрахункові довжини колон l_{ef} визначають за формулою:

$$l_{ef} = \mu \cdot l, \quad (8.1)$$

де μ – коефіцієнт розрахункової довжини стержня колони; l – геометрична довжина колони.

Для колон сталого за довжиною перерізу з чітко визначеними умовами опорного закріплення (нерухомі шарніри, жорстке для обох кінців тощо) – коефіцієнт μ приймають за даними табл.8.1.

Табл. 8.1.

Коефіцієнт розрахункової довжини колон μ

Схема опорного закріплення колон і вид навантаження								
μ	1,0	0,7	0,5	2,0	1,0	2,0	0,725	1,12

Гнучкість центрально-стиснутих стержнів $\lambda = l_{ef} / i$ не повинна перевищувати граничної гнучкості λ_u :

$$\lambda = l_{ef} / i \leq \lambda_u \quad (8.2)$$

Гранична гнучкість становить:

$$\text{основних колон } \lambda_u = 180 - 80\alpha; \quad (8.3)$$

$$\text{другорядних колон } \lambda_u = 210 - 80\alpha. \quad (8.4)$$

Коефіцієнт $\alpha = \frac{N}{\phi A R_y \gamma_c}$ — характеризує ступінь використання несучої здатності елемента.

Місцева стійкість прокатних двотаврів забезпечена співвідношенням розмірів і не потребує перевірки. У всіх інших випадках місцева стійкість стінки і полиць повинна перевірятися розрахунком.

Для забезпечення місцевої стійкості стінки перерізу повинна виконуватись умова

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{E}{R_y}} \leq \bar{\lambda}_{uw}, \quad (8.5)$$

де $\bar{\lambda}_{uw}$ — гранична умовна гнучкість стінки що визначається за формулами табл. 8.2.

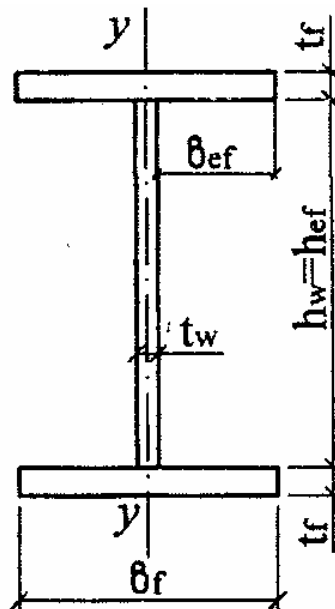


Рис. 8.4 Розрахунковий переріз суцільної колони

У центрально-стиснутих елементах з умовною гнучкістю $0,8 \leq \bar{\lambda} \leq 4,0$ граничну умовну гнучкість звису полиці $\bar{\lambda}_{uf}$, тобто відношення розрахункової ширини звису полиці b_{ef} до товщини t_f (рис.8.4) необхідно приймати за формулами табл. 8.2.

При використанні тонких широких полиць доцільно її звиси облямовувати ребрами жорсткості для запобігання втрати місцевої стійкості.

Висота облямовувального ребра a_{ef} , виміряна від його осі, має бути не меншою $0,3b_{ef}$ – для елементів не підсилених планками з'єднувальної решітки, та $0,2b_{ef}$ – для елементів підсилених планками; при цьому товщина ребра повинна бути не меншою за $2a_{ef} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$.

При використанні тонких широких полиць доцільно робити відгини, які є поздовжніми ребрами жорсткості і забезпечують місцеву стійкість полиць.

Табл.8.2

Формули для визначення гранична умовна стійкість стінки $\bar{\lambda}_{uw}$

Тип поперечного	Умовна	Гранична умовна гнучкість
-----------------	--------	---------------------------

перерізу	гнучкість стержня $\bar{\lambda}$	стілки $\bar{\lambda}_{uw}$
	$\bar{\lambda} \leq 2,0$	$1,30 + 0,15\bar{\lambda}^2$
	$\bar{\lambda} > 2,0$	$1,20 + 0,35\bar{\lambda}$, але не більше 2,5
	$\bar{\lambda} \leq 1,0$	1,2
	$\bar{\lambda} > 1,0$	$1,0 + 0,2\bar{\lambda}$, але не більше 2,5
	$\bar{\lambda} \leq 0,8$	1,0
	$\bar{\lambda} > 0,8$	$0,85 + 0,19\bar{\lambda}$, але не більше 1,8
Примітка. У тавровому перерізі додатково повинна виконуватись умова $\frac{Q_x}{A_w R_s \gamma_s} \leq 1.$		

Гнучкі стінки колон при значеннях умовної гнучкості $\bar{\lambda}_{uw} \geq 2,3$ укріплюють поперечними ребрами, розміщеними з кроком $(2,5 \dots 3)h_{ef}$. Мінімальні розміри ребер жорсткості приймають такими, як і у балках, виходячи з умов їх місцевої стійкості.

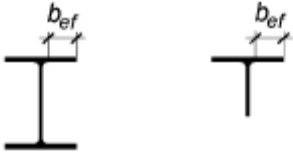
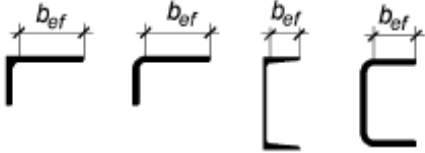
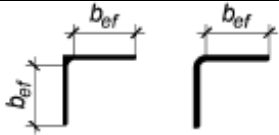
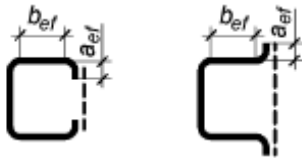
Для підвищення жорсткості колони проти випадкового скручування під час виготовлення, транспортування чи монтажу незалежно від гнучкості стінки на всіх відправних елементах в третинах висоти колони чи її окремого відправного елемента конструктивно встановлюють не менше ніж два ребра.

У колоні, яка працює на центральний стиск, усі частини перерізу напружені рівномірно і зусилля зсуву між окремими частинами перерізу відсутні. Зусилля зсуву, що з'являються при випадкових ексцентриситетах прикладення осової сили, деякій непрямолинійності осі колони, незначні. Тому поясні шви приймають якнайменшими. Розміри поясних швів приймають конструктивно з умов зварюваності.

Табл.8.3

Гранична умовна гнучкість звису полиці $\bar{\lambda}_{uf}$

Тип поперечного	Гранична умовна гнучкість звису
-----------------	---------------------------------

перерізу	полиці $\bar{\lambda}_{uf}$
	$(0,36 + 0,1\bar{\lambda})\sqrt{\frac{E}{R_y}}$
	$(0,43 + 0,08\bar{\lambda})\sqrt{\frac{E}{R_y}}$
	$(0,40 + 0,07\bar{\lambda})\sqrt{\frac{E}{R_y}}$
	$(0,54 + 0,10\bar{\lambda})\sqrt{\frac{E}{R_y}}$
Примітка 1. Якщо $\bar{\lambda} < 0,8$ або $\bar{\lambda} > 4,0$, то у формулах цієї таблиці необхідно приймати $\bar{\lambda} = 0,8$ або $\bar{\lambda} = 4,0$. Примітка 1. Для звисів полиць, підсилених ребрами висотою якщо $\bar{\lambda} < 0,8$ або $\bar{\lambda} > 4,0$, то у формулах цієї таблиці необхідно приймати $\bar{\lambda} = 0,8$ або $\bar{\lambda} = 4,0$,	

Рекомендуються односторонні шви. Лише у місцях приєднання до колон балок, розпірок та інших елементів у зоні передачі зусиль передбачають двосторонні шви, які виступають за контур прикріплюваного елемента на $30k_f$ з обох боків.

8.2. Розрахунок конструкції суцільної колони

Розрахунок колони починають з визначення її розрахункових довжин за формулами:

$$l_{ef,x} = \mu_x \cdot l_x; \quad l_{ef,y} = \mu_y \cdot l_y, \quad (8.6)$$

де $l_{ef,x}, l_{ef,y}$ – розрахункові довжини колони у площинах, перпендикулярних до осей x і y ; l_x, l_y – геометричні довжини колони або її ділянок між точками закріплення конструкціями перекриття, покрівлі або між зв'язками у відповідних площинах; μ_x, μ_y – коефіцієнти розрахункової довжини, які приймають залежно від способу закріплення колони відносно осей $x-x$ та $y-y$.

У загальному випадку коефіцієнти μ_x і μ_y можуть бути різними, але центрально-стиснуті колони найчастіше приймають шарнірно з'єднаними з фундаментом і конструкціями перекриття. При шарнірному закріпленні обох кінців передбачають зв'язки, які забезпечували б незмінність положення колон.

Необхідну площу суцільного перерізу колони при дії осової поздовжньої сили N , визначають з формули:

$$A = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}. \quad (8.7)$$

Для знаходження коефіцієнта поздовжнього згину φ попередньо задаються гнучкістю λ . Як свідчить досвід проектування, у першому наближенні доцільно приймати $\lambda = 80 \dots 90$ (чим більше навантаження, тим меншу гнучкість обирають). Отримана площа перерізу є орієнтовною, оскільки при у процесі конструювання гнучкість колони λ змінюється і відрізняється від прийнятої.

Далі обчислюють потрібні радіуси інерції перерізу:

$$i_x = \frac{l_{ef,x}}{\lambda}; \quad i_y = \frac{l_{ef,y}}{\lambda}, \quad (8.8)$$

Знаючи потрібні значення площі A та радіусів інерції перерізу, за сортаментом знаходять номер прокатного двотавра чи іншого профілю.

Якщо ж наявні у сортаменті профілі недостатні, то проектують складений переріз.

При цьому додатково обчислюють найменші значення генеральних розмірів перерізу (рис. 8.4):

$$h = \frac{i_x}{\alpha_1}; b = \frac{i_y}{\alpha_2} \quad (8.9)$$

де коефіцієнти α_1 і α_2 відображають залежність між радіусами інерції та відповідними йому габаритними розмірами перерізу. Так, значення коефіцієнтів α_1 і α_2 приймають: для двотаврового перерізу $\alpha_1 = 0,43$, $\alpha_2 = 0,24$; для труб $\alpha_1 = \alpha_2 = 0,35$. Якщо проектують двотавровий переріз, в якому з міркувань забезпечення технологічності з'єднань $b=h$, то при $l_{ef,x}=l_{ef,y}$ розрахунок двотара достатньо виконати у площині у-у та визначити ширину полиці b_f .

За отриманими величинами A , b і h komponують переріз. При komponуванні перерізу у вигляді зварного двотавра, складеного з трьох листів, розміри перерізу призначають за такими міркуваннями:

1. Компонуючи переріз, доцільно основну масу металу зосереджувати у полицях. Це поліпшує загальну стійкість колони.

2. Для того щоб спроектувати колону мінімальної площі перерізу товщини листів слід приймати якомога меншими, але враховувати вимоги табл.8.2 і 8.3 для забезпечення місцевої стійкості стінки і полиць.

Так для двотаврів спочатку визначають можливу товщину стінки

Якщо $\bar{\lambda} < 2$, то

$$t_w = \frac{h_w \sqrt{R_y / E}}{1,30 + 0,15 \bar{\lambda}^2}; \quad (8.10)$$

Якщо $\bar{\lambda} \geq 2$, то

$$t_w = \frac{h_w \sqrt{R_y / E}}{1,20 + 0,35 \bar{\lambda}^2}, \text{ але не менше як } t_w = \frac{h_w \sqrt{R_y / E}}{2,3}. \quad (8.11)$$

Далі обчислюють необхідну площу полиці двотавра та її мінімальну товщину

$$t_f \geq \sqrt{\frac{A_f}{(0,36 + 0,1)}} \quad (8.12)$$

Отримані розміри перерізу b_{ef}, t_f, h_w, t_w (рис. 8.4) остаточно уточнюють згідно з сортаментом. Запроектувавши переріз, перевіряють його з урахуванням фактичних геометричних характеристик A, i_x, i_y та гнучкостей λ_x, λ_y .

Перевірка загальної стійкості виконується за формулою

$$\frac{N}{A} \leq \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c, \quad (8.13)$$

де φ менше зі значень φ_x або φ_y , отриманих відповідно за λ_x або λ_y .

За наявності у перерізі значних ослаблень перевіряють також міцність колони:

$$\frac{N}{A} \leq R_y \cdot \gamma_c. \quad (8.14)$$

Коли ж умови не задовольняються, переріз збільшують. Доцільно збільшувати габаритні розміри перерізу. Порівняно з нарощуванням товщини полицок і стінки при незмінних основних розмірах це сприяє економії металу.

Значні запаси стійкості (8.13) та міцності (8.14) свідчать про перевитрати металу і тому треба зменшити переріз. Будь-яка зміна перерізу повинна завершуватися перевіркою його міцності та стійкості.

Викладена методика прямого підбору перерізу має певний недолік, оскільки результат залежить від значення попередньо призначеної гнучкості λ . Тому інколи доводиться виконувати декілька послідовних коригувань для отримання ефективного перерізу.

Методика прямого підбору перерізу, яка позбавлена недоліків вищерозглянутого методу викладена у (7).

8.3. Наскрізнi колони

Стержень наскрізної колони складається з окремих гілок (швелерів або двотаврів), з'єднаних між собою за допомогою планок чи решіток (рис. 8.5). Використовують такі колони при відносно невеликих навантаженнях (до 5000...8000 кН) і значній висоті, коли вимоги до жорсткості високі. Порівняно з суцільними вони вимагають більших витрат праці на виготовлення.

У наскрізній колоні головна центральна вісь перерізу, яка перетинає тіло гілок, називається матеріальною, а та, що не перетинає – вільною.

Зазор між гілками приймають, виходячи з умови стійкості, але не меншим за 100...150 мм, щоб забезпечити вільний доступ до внутрішніх поверхонь колони для їхнього очищення і нанесення антикорозійних захисних покриттів.

Спільна робота окремих гілок перерізу забезпечується решітками чи планками. Схему решітки найчастіше приймають трикутною чи трикутною з проміжними стояками. Широко використовують і безрозкісне рішення у вигляді планок. З'єднання з допомогою решіток має більшу жорсткість, але трудомісткіше у виконанні. Безрозкісне з'єднання планками простіше у виготовленні і естетичніше. Воно найчастіше використовується у відносно невеликих колонах із зусиллями до 2000...3000 кН і незначною висотою. Розкісні решітки стають вигіднішими при великих відстанях між гілками колони $b \geq 800...1000$ мм (див. рис. 8. 8), коли планки дуже громіздкі.

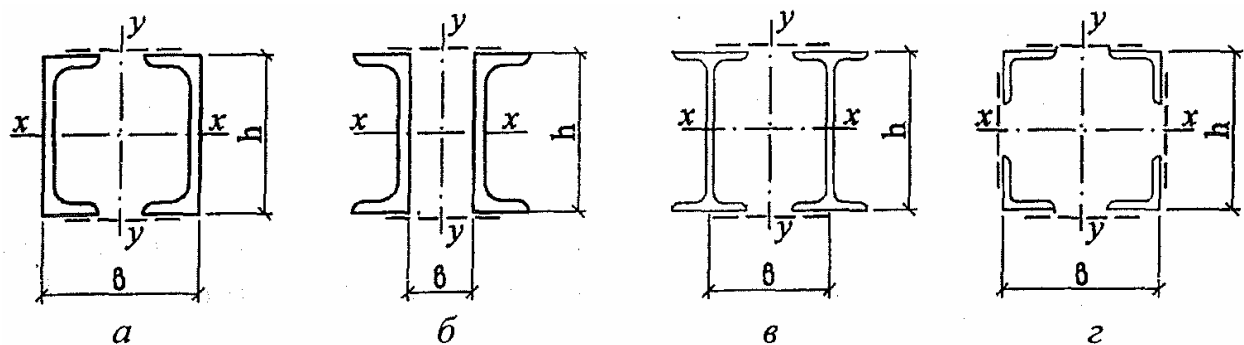


Рис. 8.5. Типи перерізів наскрізних колон:

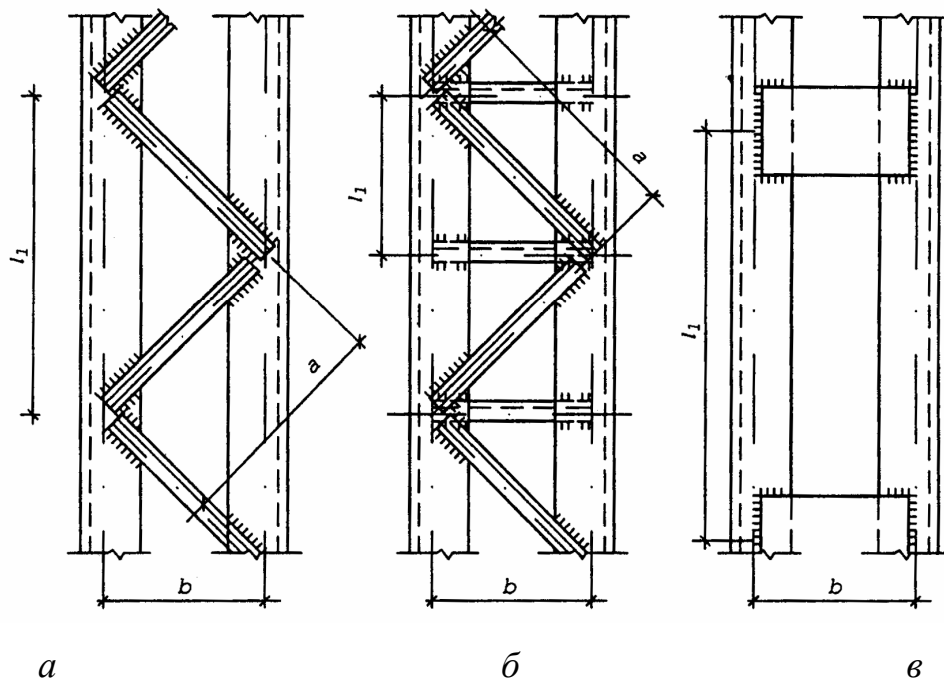


Рис. 8.6. Типи решіток наскрізних колон:

а – трикутна; б – трикутна з проміжними стояками; в – безрозкісна

Для підвищення жорсткості колон на скручування від випадкових дій і впливів при виготовленні та під час монтажу і збереження незмінності контуру у наскрізних колонах передбачають діафрагми через 3...4 м по висоті.

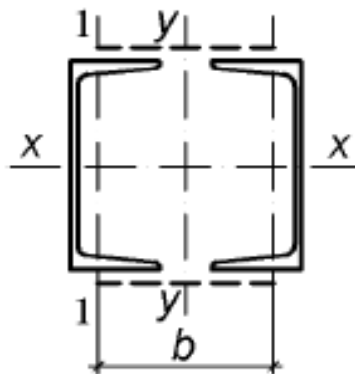


Рис. 8.7 Розрахунковий переріз наскрізної колони

Відносно матеріальної осі $x-x$ переріз розглядають як суцільний. На гнучкість стержня відносно вільної осі $y-y$ значно впливає деформативність з'єднувальних елементів – планок чи решіток.

Добір перерізу наскрізної колони починають з умови забезпечення загальної стійкості відносно матеріальної осі. При цьому коефіцієнт

поздовжнього згину φ при втраті стійкості відносно матеріальної осі визначають, як у суцільній колоні.

Розрахунок стійкості наскрізних перерізів колон відносно вільної осі виконують за умовною зведеною гнучкістю $\bar{\lambda}_{ef}$, яка залежить від значень зведеної гнучкості λ_{ef} :

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (8.15)$$

Значення зведеної гнучкості наскрізного перерізу λ_{ef} , (рис.8.7) обчислюють за формулами.

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82\lambda_{b1}^2(1+n)} \quad \text{при } n > 0,2, \quad (8.16)$$

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} \quad \text{при } n \leq 0,2, \quad (8.17)$$

для колон з решітками

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha \frac{A}{A_{d1}}}; \quad (8.18)$$

де λ_y – гнучкість усього стержня відносно осі у-у, обчислена, як для суцільного перерізу; $\alpha = 10 \cdot \frac{l_d^3}{b^2 \cdot l_b}$ – коефіцієнт, що враховує кут розміщення розкосів; A –

площа перерізу всього стержня; A_{d1} – площа перерізу одного розкосу; $\lambda_1 = \frac{l_1}{i_{y1}}$ –

гнучкість окремої гілки на довжині l_1 відносно осі 1–1 (див. рис. 8.7); i_{y1} –

радіус інерції перерізу гілки відносно осі 1–1; $n = \frac{I_{b1} \cdot b}{I_s \cdot l_b}$ – коефіцієнт, який

враховує співвідношення між погонною жорсткістю окремої гілки $\frac{I_{b1}}{l_1}$ та

планки $\frac{I_s}{b}$; I_{b1} – момент інерції перерізу гілки відносно осі 1–1, I_s – момент

інерції перерізу однієї планки відносно центральної горизонтальної осі.

Оскільки у центрально-стиснутій колоні поперечна сила відсутня, то решітки і планки розраховують на дію умовної поперечної сили Q_{fic} , Н:

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \cdot \frac{N_f}{\varphi}, \quad (8.20)$$

де N_f – розрахункове поздовжнє зусилля у стержні колони складеного перерізу;
 φ – коефіцієнт поздовжнього згину, приймається за гнучкістю стержня колони λ_{ef} відносно вільної осі, перпендикулярної до площини планок чи решіток.

Умовна поперечна сила Q_{fic} враховує випадкові силові впливи, які виникають під час виготовлення, транспортування, монтажу та експлуатації колони, а також випадкові ексцентриситети прикладення осьової сили та викривленням осі стержня колони у граничному стані. Значення Q_{fic} розподіляють порівну між планками чи решітками, що розташовані у двох площинах.

Звідси зусилля, що діє в одній системі планок:

$$Q_s = \frac{Q_{fic}}{2}. \quad (8.21)$$

Далі можна обчислити зусилля у розкосі (рис. 8.8):

$$N_d = \frac{Q_s}{\sin \alpha} = \frac{Q_{fic}}{2 \sin \alpha}. \quad (8.22)$$

Потрібна площа розкосу

$$A_d = \frac{N_d}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (8.23)$$

де φ обчислюють при граничному значенні гнучкості розкосу $\lambda_d = 150$.

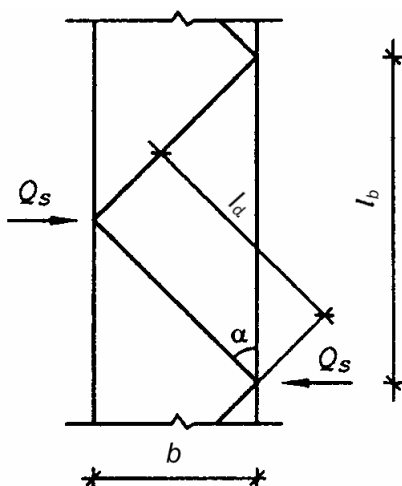


Рис. 8.8. Розрахункова схеми наскрізної колони

Коефіцієнт умов роботи відповідно до рекомендацій норм приймають $\gamma_c = 0,75$, як для кутників, що закріплені однією полчкою.

Колони з планками. Планки проектують з листів або швелерів, розташовуючи їх полицями назовні. У наскрізних колонах на планках ширину планок встановлюють, виходячи з умови забезпечення жорсткості з'єднання. Рекомендується приймати ширину планок у межах $s = (0,5 \dots 0,7)b$.

За розрахунковою схемою у площині, яка паралельна до площини планок, колона – це багатоповерхова рама зі стержнями, жорстко защемленими у вузлах. Стояками є гілки колони, а ригелями – планки (рис. 8.9). Посередені планок і між планками осі елементів мають перегини. Як відомо, у таких точках діють масимальні перерізувальні сили, які виникають від згину стержнів.

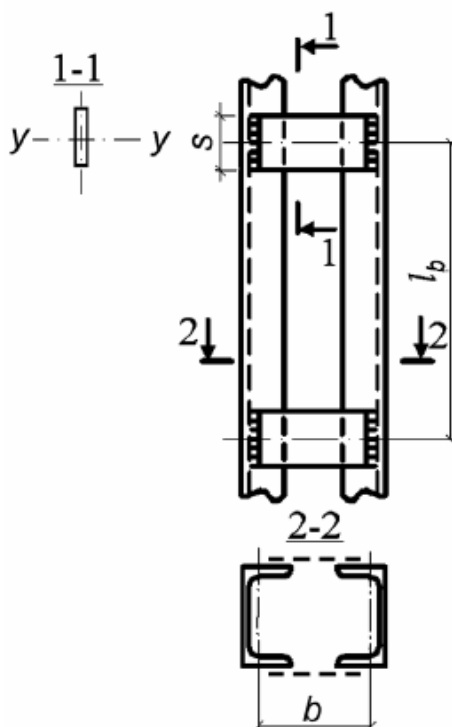


Рис. 8.9. Наскрізна колона з планками

Розрахунок планок та їх прикріплень виконують на сумісну дію перерізувальної сили F_s і згинального моменту M_s , що згинає планку в її площині.

З умови рівноваги вузла рами

$$\frac{Q_s \cdot l_b}{2} = \frac{F_s \cdot b}{2}, \quad (8.24)$$

Звідси перерізувальна сила F_s і згинальний момент M_s у планці:

$$F_s = Q_s \cdot \frac{l_b}{b} = \frac{Q_{fic} l_b}{2b}; \quad (8.25)$$

$$M_s = F_s \cdot \frac{b}{2} = Q_s \cdot \frac{l_b}{2} = \frac{Q_{fic} l_b}{4}. \quad (8.26)$$

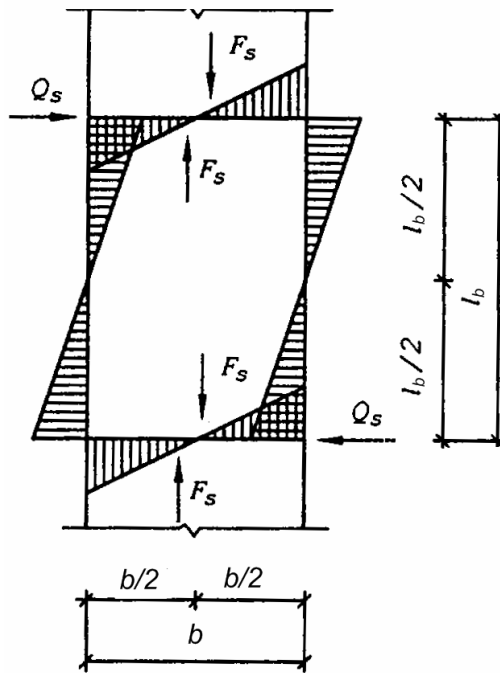


Рис. 8.10 Розрахункова схеми наскрізної колони на планках

Товщину планок приймають у межах $t_s = (1/10 \dots 1/15)s$ і не менше ніж 8 мм, щоб забезпечити їх стійкість. Шви кріплення планок розраховують на дію зусиль F_s та M_s .

Колони з розкісною решіткою. Розкісні решітки колон можуть бути різних типів (рис.8.11). Вони утворюють у площині грані колони ферму, елементи якої при поздовжньому згині працюють на осьові зусилля. Тому

розкісні решітки є жорсткішими, ніж безрозкісні, у яких планки працюють на згин.

У колонах з розкісною решіткою гнучкості гілок на ділянці між вузлами кріплення решітки довжиною l_b повинна бути не більше 80 і не повинна перевищувати гнучкості стержня колони λ_{ef} . Таке обмеження накладається нормами проектування [3] для зменшення негативного впливу початкових недосконалостей гілок. Допускається приймати більші значення гнучкості гілок, але не більше 120, при умові розрахунку за деформованою методикою.

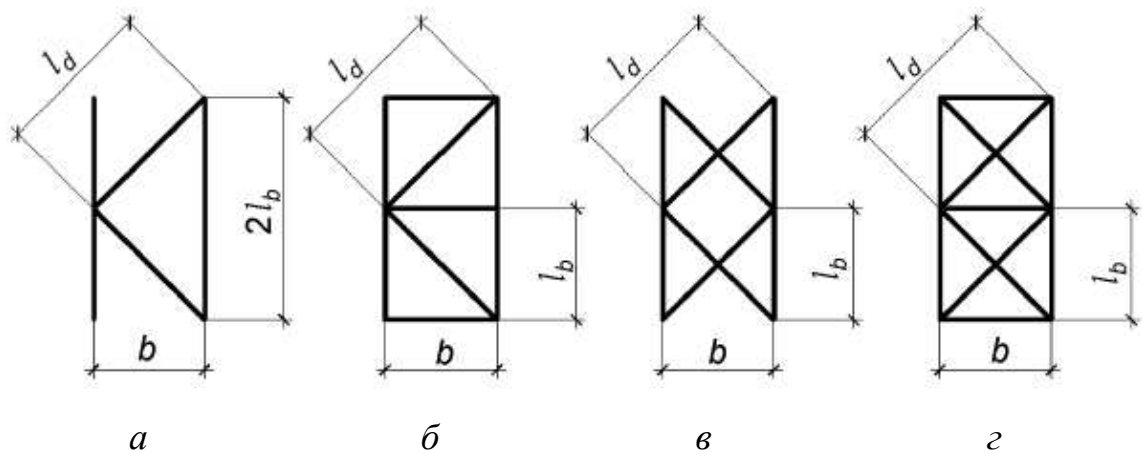


Рис.8.11 Схеми розкісних решіток наскрізних колон:

a – трикутна; *б* – трикутна з розпірками; *в* – хрестова; *г* – хрестова з розпірками

Розкоси виконують з рівнобічних кутиків і розраховують на стійкість, як центрально-стиснуті стержні, при цьому коефіцієнт поздовжнього згину φ приймають за найбільшою гнучкістю $\lambda_{max} = l_b / i_{min}$, де i_{min} – найменший радіус інерції кутика. У розкосах не рекомендується застосовувати кутики менші, ніж 40×5. У розкосах з додатковими стояками, переріз стояків приймають таким самим, як і розкосів.

Зварні кутові шви, що прікріплюють розкоси до гілок розраховують на зусилля N_d . При рівнобічних кутиках можна прийняти, що через шов вздовж

обушка кутика передається $\frac{2}{3}N_d$, а вздовж пера – $\frac{1}{3}N_d$. Катети та довжини швів повинні задовольняти вимогам зварюваності.

Розрахунок конструкції наскрізної колони. Розрахунові довжини $l_{ef,x}, l_{ef,y}$ визначають, як для суцільних колон, за формулами:

$$l_{ef,x} = \mu_x \cdot l_x; \quad l_{ef,y} = \mu_y \cdot l_y,$$

Компонування колони, що має дві гілки, починають з визначення найменшого за сортаментом профілю (швелера або двотавра). Для цього попередньо задаються коефіцієнтом поздовжнього згину φ_0 при гнучкостях λ_0 в інтервалі 80...90. Визначають необхідну орієнтовну площу перерізу гілки колони A_b та радіус інерції відносно осі $x-x$:

$$A_b = \frac{N}{2\varphi_0 R_y \gamma_c}; \quad i_x = \frac{l_{ef,x}}{\lambda_0} \quad (8.27)$$

Отримані значення площі перерізу та радіусу інерції є орієнтовною, оскільки при у процесі конструювання гнучкість колони λ змінюється і відрізняється від прийнятої.

Компонування перерізу відносно осі вільної $y-y$ полягає у визначенні відстані b_0 між власними осями гілок $1-1$. При цьому виходять з умови загальної стійкості стержня колони, або з умови рівностійкості стержня відносно осей $x-x$ і $y-y$.

У першому випадку для визначення при відомій площі перерізу колони $A = 2A_b$ знаходять потрібне значення коефіцієнта $\varphi = \frac{N}{AR_y}$ і відповідне йому значення λ , яке приймають за зведену гнучкість λ_{ef} .

При визначенні з умов рівностійкості стержня приймають $\lambda_{ef} = \lambda_x$. Подальший розрахунок залежить від типу решітки. У колонах з планками вважають що параметр $n \leq 0,2$ і знаходять гнучкість стержня відносно осі $y-y$

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_{ef}^2 - \lambda_1^2}.$$

Обчислюють необхідні радіус та момент інерції прерізу колони відносно вільної осі $y-y$ $i_y = \frac{l_{ef,y}}{\lambda_y}$, $I_y = i_y^2 A$, а також відстань між осями $1-1$ гілок:

$$b_0 = 2 \sqrt{\frac{I_y - 2I_b}{A}} \quad (8.28)$$

Прийнятий розмір b_0 повинен забезпечувати необхідний зазор між краями полиць гілок.

Призначають висоту планки $s = (0,5...0,7)b$ і визначають теоретично необхідний проміжок між планками і відстань між осями планок $l_b = l_1 + s$

У колонах з розкісною решіткою після визначення необхідного значення λ_{ef} за сортаментом добирають переріз розкосу з однобічних кутиків у припущенні, що кут його нахилу до гілок $\beta \approx 45^\circ$:

$$A_{d_1} = \frac{Q_d}{2 \sin \beta \varphi_d R_y \gamma_c}, \quad (8.29)$$

При цьому коефіцієнт умов роботи відповідно до рекомендацій норм приймають $\gamma_c = 0,75$, як для кутників, що закріплені однією поличкою. Коефіцієнт поздовжнього згину розкосу φ_d задають у межах $0,7...0,9$.

8.4. Вузли колон

Оголовники колон

Оголовник колони складається з опорного листа, яким завершується колона, вертикальних ребер, через які на стержні колони передаються опорні реакції розміщених вище конструкцій та горизонтальних ребер чи діафрагм, що разом з вертикальними ребрами забезпечують місцеву стійкість елементів перерізу колони у місці прикладення зосереджених навантажень (рис. 5.30).

Висоту оголовника приймають з міркувань забезпечення жорсткості вузла $h = (0,5...0,7)b$, де b – більший з основних розмірів перерізу колони.

Міцність вертикальних ребер та зварних швів, їх кріплення до колони перевіряють за сумою опорних реакцій конструкцій, які спираються на оголовник. Горизонтальні ребра й діафрагми конструюють, як проміжні ребра жорсткості. Товщину опорної плити приймають конструктивно 20...30 мм, а розміри у плані приймаються такими, щоб плита виходила за контур колони на 15 мм.

Товщина вертикального ребра з умови міцності становить

$$t_s \geq \frac{F}{l_{ef} \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (8.30)$$

де F – сумарна опорна реакція конструкцій, що спираються на оголовок; $l_{ef} = b_b + 2t - a$ – розрахункова ширина прикладення сили F ; b_b – ширина опорного ребра балки; t – товщина опорної плити; a – сумарна ширина вирізу ребра (для конструкцій рис. 8.12, б виріз відсутній $a = 0$).

Окрім цього, перевіряють міцність вертикальних ребер і стінки колони на зріз у площинах, що прилягають до швів їх взаємного кріплення:

$$\frac{F}{n \cdot t \cdot h} \leq R_s \cdot \gamma_c, \quad (8.31)$$

де n – кількість площин зрізу: для ребер $n = 2$, для стінки суцільної колони (рис. 8.12, а) також $n = 2$, а для стінок наскрізної колони (рис. 8.12, б) $n = 4$.

Шви кріплення ребер до стінок колон розраховують як кутові флангові на дію зусилля F . В обох конструкціях, зображених на рис. 8.12, це зусилля сприймається чотирма швами.

Верхню грань ребер доцільно фрезерувати чи стругати. Цим забезпечується щільний контакт ребер з опорною плитою і передача зусилля саме через контактну поверхню, а зварні шви приймають конструктивно. В іншому випадку шви, що з'єднують ребро з опорною плитою, розраховують на дію цього зусилля як кутові лобові, прийнявши їх розрахункову довжину $l_w - l_{ef}$. В обох випадках (рис. 8.12) з'єднання виконано двома швами.

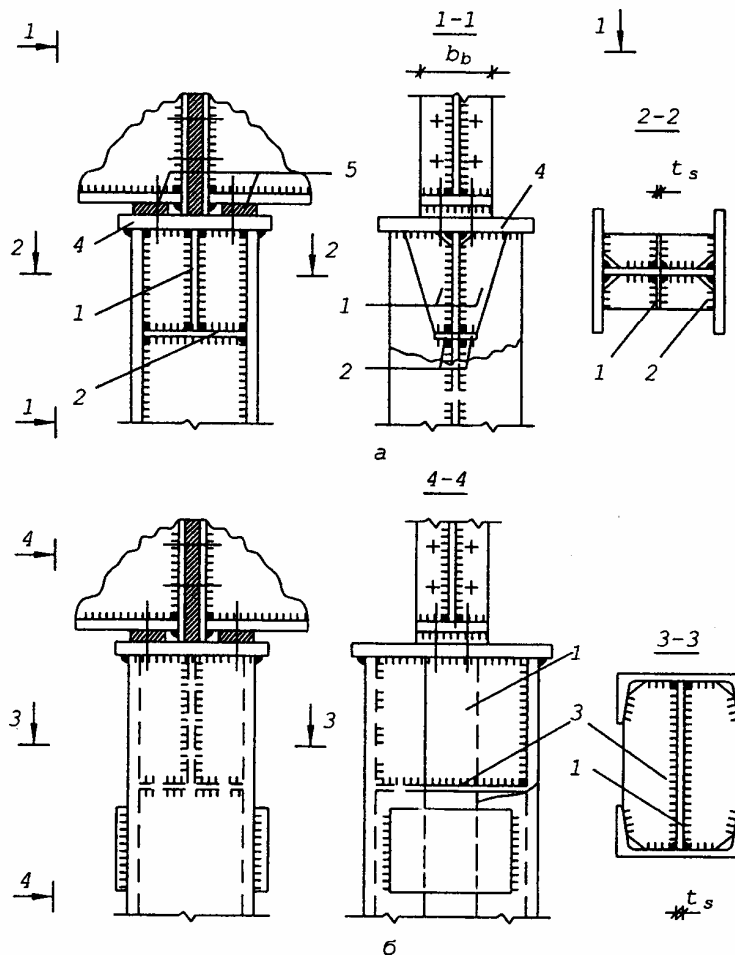


Рис. 8.12. Конструкції оголовників суцільної (а) та наскрізної (б) колон: 1 – вертикальні ребра; 2 – горизонтальні ребра; 3 – діафрагма; 4 – опорний лист; 5 – прокладка

Конструкції опорних столиків для приєднання балок до колон збоку зображені на рис. 8.13. Найчастіше опорним столиком служить торець листа товщиною $t = 30...40$ мм, привареного до колони. Поверхню торця фрезерують або простругують. Висота столика H визначається довжиною швів, необхідних для передачі зусилля, прикладеного до опорного столика.

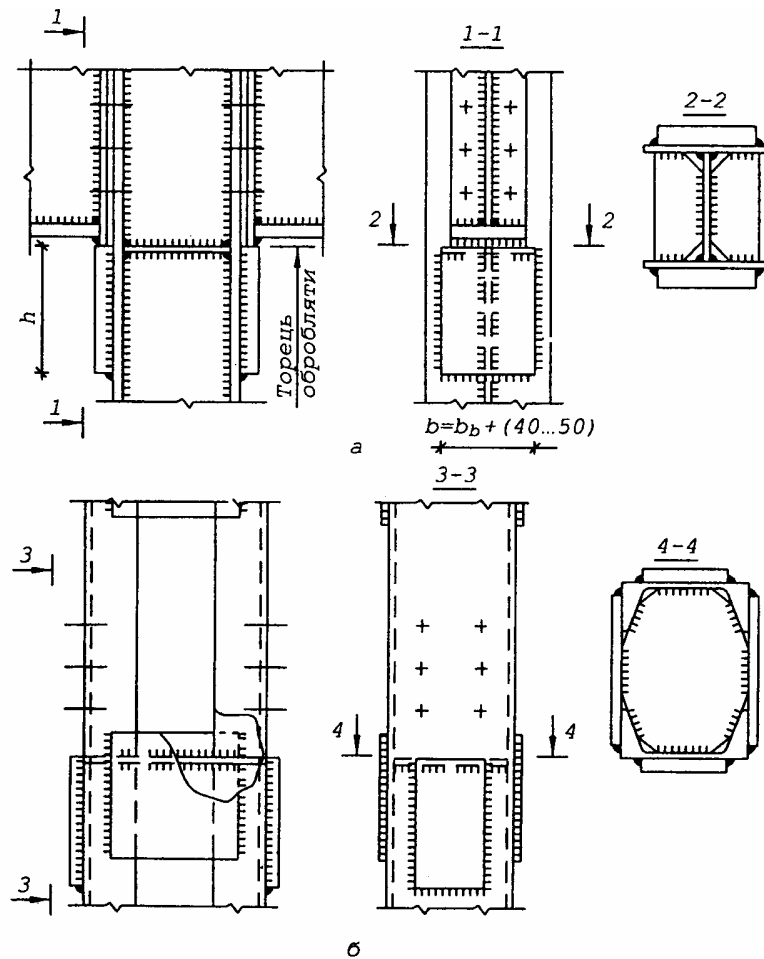


Рис. 8.13. Вузли колон для спирання балок: у суцільний колонах (а);
у наскрізних колонах (б) (балки умовно не показані)

Місцеву стійкість стінки у вузлі забезпечують ребрами жорсткості (рис. 8.13, а) чи діафрагмою (рис. 8.13, б), встановленими у місці прикладення опорної реакції. Конструювання ребер жорсткості (їх розміри) та діафрагми здійснюють, як це зазначалося вище.

Бази колон

Найпоширеніші конструкції баз колон зображені на рис. 8.14–8.16. Найчастіше використовують бази з траверсами (рис. 5.32, 5.33), де траверси є допоміжними елементами, які прікріплюються до стержня колони і до плити. Їхнє призначення сприяє рівномірному навантаженню опорної плити. Цим досягають зменшення товщини плити.

Розраховуючи базу, в першу чергу визначають потрібну площу опорної плити. Виходячи з умови забезпечення міцності бетону фундаменту під плитою:

$$A_{pl} = \frac{N}{R_b \cdot \gamma_b}, \quad (8.32)$$

де R_b – розрахунковий опір бетону фундаменту; $\gamma_b = \sqrt{A_\phi / A_{pl}}$ – коефіцієнт, який враховує підвищення міцності бетону при місцевому стиску залежно від відношення площ верхньої поверхні фундаменту A_ϕ та опорної плити A_{pl} і приймається не більше 1,5. Якщо розрахунок бази виконують до проектування фундаменту, коли площа A_ϕ невідома, попередньо призначають $\gamma_b = 1,2$.

Для фундаментів використовують бетони класів міцності В10 – В20. При значних зусиллях N для зменшення площі плити у верхній частині фундаментів проектують арматурні сітки.

Ширину плити призначають з конструктивних міркувань:

$$B = b + 2(t_s + c), \quad (8.33)$$

де t_s – товщина траверси (або консольних ребер), яку у першому наближенні приймають $t_s = 8 \dots 18$ мм, c – ширина консольного звису плити.

Величину звису опорної плити призначають $c = 50 \dots 120$ мм, виходячи з умови зварюваності (менше значення) і забезпечення її міцності при товщині що не перевищує 40 мм та зручності встановлення анкерних болтів (більші значення).

За площею A і шириною B , обчислюють довжину плити:

$$L = \frac{A}{B}. \quad (8.34)$$

Остаточну довжину плити L і ширину B приймають враховуючи вимоги сортаменту кратними 50 мм.

Напруження стиску в бетоні фундаменту σ_b під підшовою опорної плити вважають розподіленим рівномірно:

$$\sigma_b = \frac{N}{B \cdot L} \leq R_b \cdot \gamma_b. \quad (8.35)$$

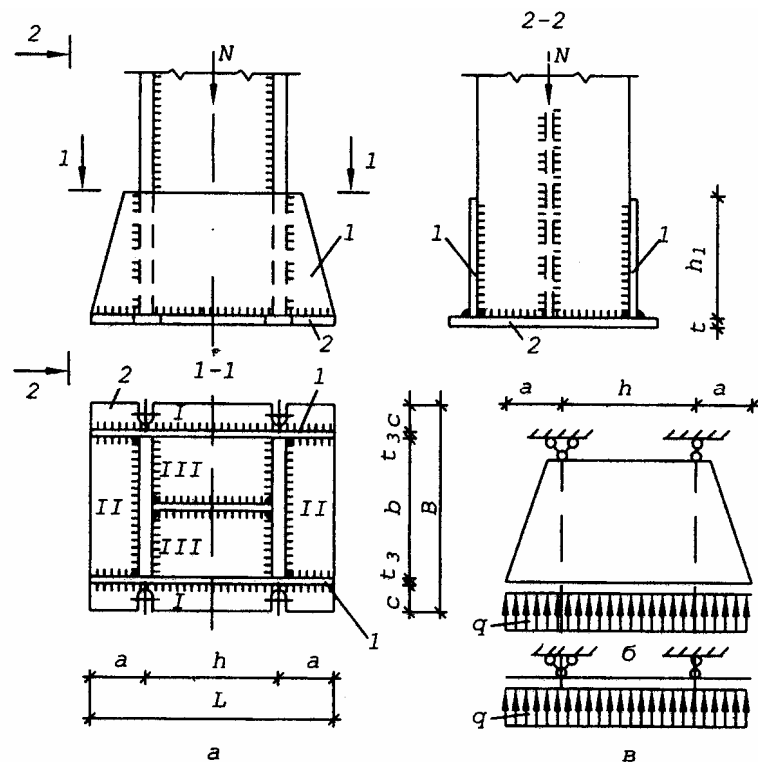


Рис. 8.14 База суцільної колони:

а – загальний вигляд; б – схема навантаження траверси; в – розрахункова схема траверса; 2 – опорна плита

Опорна плита під дією цих напружень працює на згин. Розглядаючи опорну плиту як пластину, обперту на траверси, полички та стінки колони, можна виділити три характерні ділянки (рис. 8.14, 8.15):

- I – консольна, защемлена у місці спирання на траверсу;
- II – обперта і відповідно защемлена з трьох сторін;
- III – защемлена по контуру.

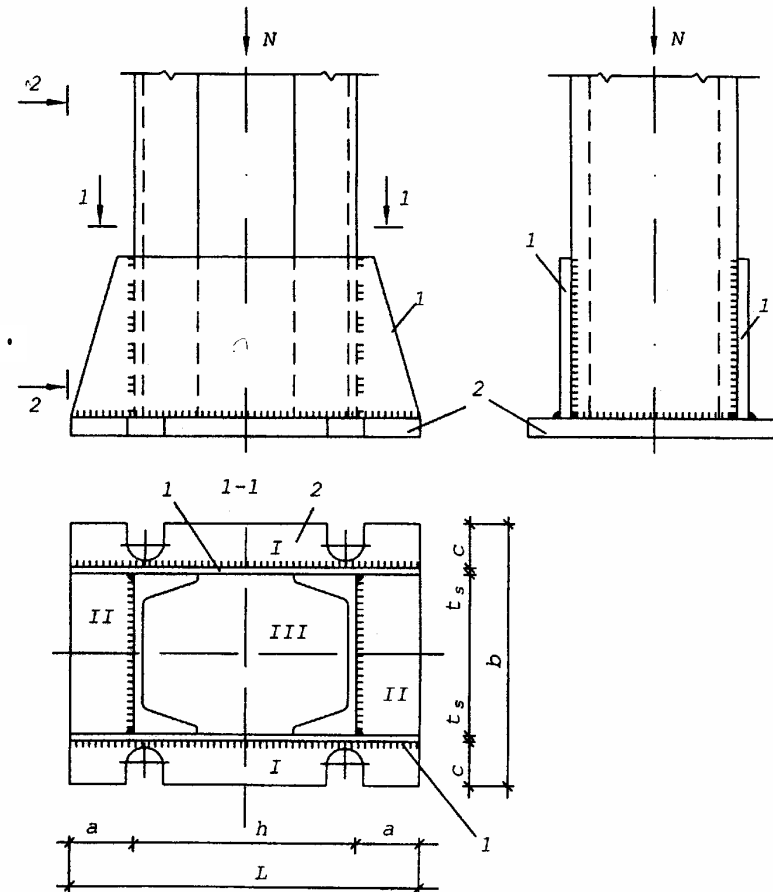


Рис. 8.15 База наскрізної колони:

1 – траверси; 2 – опорна плита

Максимальний згинальний момент у кожній ділянці плити, навантаженої опорним тиском фундаменту, визначають за формулою:

$$M = \alpha q d^2, (8.36)$$

де α – коефіцієнт, який приймають залежно від співвідношення сторін ділянки і характеру її обпирання; q – розрахункове значення навантаження для смужки опорної плити одиничної ширини, яке дорівнює фактичному напруженню стиску в бетоні фундаменту σ_b ; d – розрахунковий прольот відповідної ділянки.

Для консольної ділянки I прольот $d = c$, $\alpha = 0,5$. Згинальний момент визначають для смужки одиничної ширини і обчислюють як для консолі:

$$M_I = \frac{qc^2}{2} \quad (8.37)$$

Ділянки II і III розглядаються як шарнірно обперті і для їх розрахунку використовують спеціальні таблиці (див. табл.8.4 та 8.5).

Для ділянки II, обпертої на три сторони, коефіцієнт α приймають за табл. залежно від співвідношення довжин закріпленої b_1 і вільної a_1 сторін.

Найбільші значення згинальних моментів у опорній плиті при $d = a_1$ для ділянки II,

$$M_2 = \alpha \cdot q \cdot a_1^2; \quad (8.38)$$

Якщо $\frac{b_1}{a_1} < 0,5$ ділянку розглядають як консольну балку з прольотом b ,

$$M_2 = q \cdot \frac{b_1^2}{8}, \quad (8.39)$$

Для ділянки III, обпертої по контуру, коефіцієнт α залежить від відношення $\frac{b}{a}$ (довжини більшої сторони b до меншої a). Момент визначають за прольотом, що дорівнює розміру меншої сторони $d = a$.

Найбільші значення згинальних моментів у опорній плиті для ділянки III,

$$M_3 = \alpha \cdot q \cdot a^2, \quad (8.40)$$

При співвідношенні сторін $\frac{b}{a} > 2$ плита розглядається як шарнірна балка прольотом a обперта на траверси:

$$M_3 = q \cdot \frac{a^2}{8}. \quad (8.41)$$

Таблиця 8.4

Значення коефіцієнта α для плити, обпертої на три сторони

Коефіцієнт	Відношення сторін $\frac{b_1}{a_1}$									
	0,5	0,8	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2	>2
α	0,080	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	1,128	0,132	0,133

Таблиця 8.5

Значення коефіцієнта α для плити, обпертої по контуру

Коефіцієнт	Відношення більшої сторін $\frac{b}{a}$											
	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,8	1,7	1,8	1,9	2,0	>2
α	0,048	0,055	0,083	0,089	0,075	0,081	0,088	0,091	0,094	0,098	0,1	0,125

У подальшому розрахунку розглядають переріз одиничної смужки плити товщиною t і шириною, рівною одиниці. Момент опору поперечного перерізу цієї частини описується виразом $W = \frac{b \cdot t^2}{6}$, де $b=1$,

тобто

$$W = \frac{t^2}{6}, \quad (8.42)$$

За більшим зі згинальних моментів M_1 , M_2 чи M_3 обчислюють потрібний момент опору:

$$W_{min} = \frac{M_{max}}{R_y \cdot \gamma_c}. \quad (8.43)$$

Прирівнявши його (8.42), знаходимо найменшу товщину плити для даної конструкції бази:

$$t_{min} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{max}}{R_y \cdot \gamma_c}}. \quad (8.44)$$

За конструктивними вимогами товщину плити приймають у межах 20...40 мм. Якщо за розрахунком (8.44) отримують більші значення, то у конструкцію бази вносять зміни, встановленням на ділянках з найбільшими згинальними моментами додаткових ребр чи діафрагм, які зменшують розміри сторін цих ділянок, а отже, і згинальні моменти, що в них діють.

Траверсу наближено розглядають як балку, обперту в місцях кріплення полицок і завантажену рівномірно розподіленим навантаженням, яке спричиняється тиском опорної плити (рис. 8.14, б).

Навантаження на траверсу приймають рівномірно розподіленим:

$$g = \sigma_b \cdot \frac{B}{2}. \quad (8.45)$$

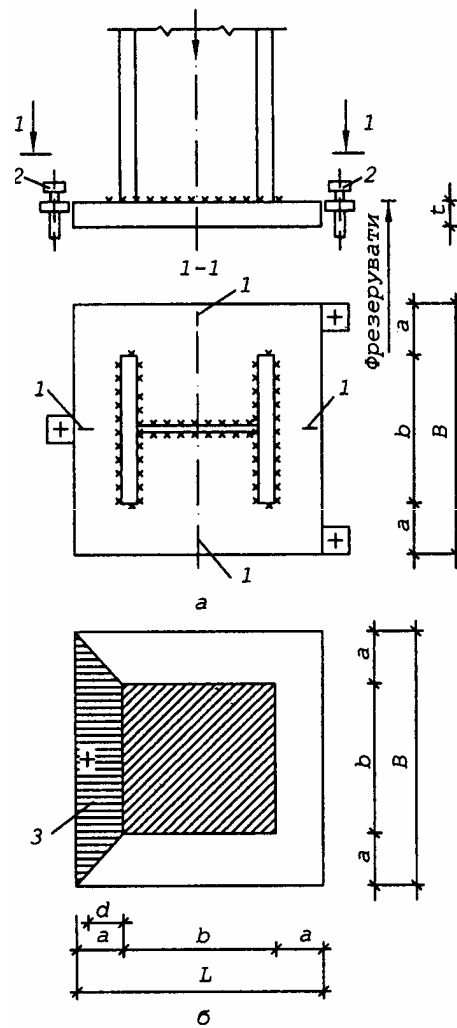


Рис. 8.16 База колони з фрезерованим торцем:

а – конструкція бази; б – розрахункова схема опорної плити;

1 – риски; 2 – тимчасові болти для вивірювання плити; 3 – консольна ділянка

Найбільше значення згинального моменту в траверсі:

на консольних ділянках

$$M = g \cdot \frac{a^2}{2}; \quad (8.46)$$

у прогоні

$$M = \frac{gh^2}{8} - g \cdot \frac{a^2}{2}. \quad (8.47)$$

Перевірку міцності траверси виконують як елемента, що згинається

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_s} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (8.48)$$

де $M_{\max}$ – більше зі значень згинальних моментів за (8.48) чи (8.47);

$W_s = \frac{t_s \cdot h^2}{6}$ – момент опору поперечного перерізу траверси. З міркувань забезпечення необхідної жорсткості вузла висоту траверси приймають $h_1 = (0,5 \dots 0,7) \cdot h$. Коли ж умова (8.48) не виконується, збільшують товщину t_s .

Завершують розрахунок бази обчисленням катетів, швів, які з'єднують стержень колони, траверси та опорну плиту. Для швів між стержнем колони і траверсою вважають, що осьова сила N у колоні передається через ці шви. Так, наприклад, для конструкцій, зображених на рис. 8.14, 8.15, через один шов передається зусилля $N_1 = 0,25 N$ (кількість швів – чотири).

Розраховуючи шви приєднання опорної плити до траверс, вважають, що через одиницю довжини цих швів ($l_w = 1$) передається зусилля, що дорівнює навантаженню на траверсу g . Шви проектують згідно з рекомендаціями для кутових швів з обов'язковим дотриманням конструктивних вимог.

У великогабаритних колонах застосовують бази, де опорна плита приварюється до стержня під час монтажу (рис. 8.16). Це значно спрощує монтажні роботи, оскільки в їх процесі вивіряють лише положення опорної плити. Колона займає проектне положення після встановлення на плиту, завдяки тому, що її торець профрезеровано перпендикулярно до поздовжньої осі. Верх плити також вирівнюють фрезеруванням чи струганням.

Щільний контакт між стержнем колони та опорною плитою забезпечує безпосередню передачу зусилля. Зварні шви лише фіксують ці частини колони. Умовно їх розраховують на зусилля, що становить 15% від повного. Опорну плиту найчастіше приймають квадратною. Як і в попередніх випадках, вона працює на згин. При цьому можна допустити наявність защемлення на контурі перерізу колони. Умовно виділивши трапецієподібну консольну ділянку (згідно з рис. 8.14, б), обчислюють згинальний момент у защемленні цієї консолі:

$$M = N_s \cdot d, \quad (8.49)$$

де $N_s = \sigma_b \cdot a \cdot \frac{(b+B)}{2}$ – рівнодійна тиску бетону на ділянку 3 (рис. 8.16); a – відстань від місця защемлення до центра ваги ділянки.

Знаючи, що цей згинальний момент діє на переріз плити шириною b і товщиною t у місці защемлення, записують умову міцності:

$$\frac{M}{W_s} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (8.50)$$

де $w = b \frac{t^2}{6}$ – момент опору перерізу плити у місці защемлення.

Звідси товщина плити становить

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{b \cdot R_y \gamma_c}}. \quad (8.51)$$

Окрім зазначених вимог враховують і конструктивні. Висоти траверс і ребер приймають не менше половини найменшого розміру перерізу стержня колони.

Контрольні питання для самоперевірки

4. Призначення колон та їх основні елементи.
5. Наведіть класифікації колон. Які типи перерізів колон найбільш раціональні за витратами сталі і чому?
6. Які принципи компонування оптимального перерізу колони?
7. Формула Ейлера для критичної сили та її практичне застосування.
8. Який вплив закріплення кінців центрально стиснутого стержня на його розрахункову довжину?
9. Наскрізнi центрально стиснуті колони, типи перерізів, поняття зведеної гнучкості стержня.
10. Методика добору перерізу центрально стиснутої колони складеного двотаврового перерізу.

РОЗДІЛ 9. ФЕРМИ

9.1. Загальна характеристика ферм

Фермою називається наскрізна стержньова конструкція, в якій стержні, з'єднані у вузлах, утворюють геометрично незмінну систему. Зовнішні навантаження на ферму прикладаються, як правило, у вузлах і тому в стержнях ферм виникають тільки поздовжні зусилля стиску або розтягу. При позавузловому прикладанні зосереджених сил або при наявності вузлових ексцентриситетів стержні працюють як позацентрово-стиснуті або позацентрово-розтягнуті.

При порівняно невеликих навантаженнях та великих прольотах ферми більш економічні за витратами матеріалу, ніж суцільні балки, завдяки раціональному використанню матеріалу – при осьових зусиллях нормальні напруження розподіляються по перерізу стержнів ферми рівномірно, в той час як при згині балки найбільш напруженими є тільки крайні волокна. Ферми також мають значну висоту, що забезпечує необхідну жорсткість конструкції. Проте трудомісткість виготовлення ферм більше порівняно з балками.

Область застосування ферм досить широка, але найбільшого поширення вони набули в покриттях виробничих та громадських будівель, ангарів, суднобудівних елінгів, вокзалів, спортивних споруд, ринків, у великопрольотних конструкціях, а також у опорах ліній електропередавання, транспортних галереях, в'язевих системах каркасів висотних будівель тощо.

За статичною схемою роботи ферми поділяють на: розрізні балкові, нерозрізні, аркові (рис. 9.1, в), рамні (рис. 9.1, г), консольні (рис. 9.1, д, е), комбіновані (рис. 9.1, є, ж).

Розрізні балкові ферми (рис. 9.1, а) найбільше поширені завдяки простоті виготовлення та монтажу. Нерозрізні ферми (рис. 9.1, б) раціональні при великій власній вазі конструкцій та значних тимчасових навантаженнях, мають велику жорсткість, що дозволяє зменшити висоту конструкції. Аркові (рис. 9.1,

в) та рамні (рис. 9.1, г) ферми застосовують при великих прольотах, їхня економічність визначається раціональним розподілом внутрішніх зусиль у системі. Консольні (рис. 9.1, е), використовують у поєднанні з розрізними або нерозрізними системами з метою розвантаження (зниження зусиль) основних прольотів. Башти та щогли (рис. 9.1, д) також є консольними фермами, але розташованими вертикально. Для забезпечення необхідної жорсткості в усіх напрямках їх виконують просторовими. Комбіновані (рис. 9.1, є, ж) – є балками, посилені знизу або зверху стержньовою системою, що суттєво знижує згинальні балочні моменти. Такі конструкції прості у виготовленні та використовуються при значних динамічних навантаженнях.

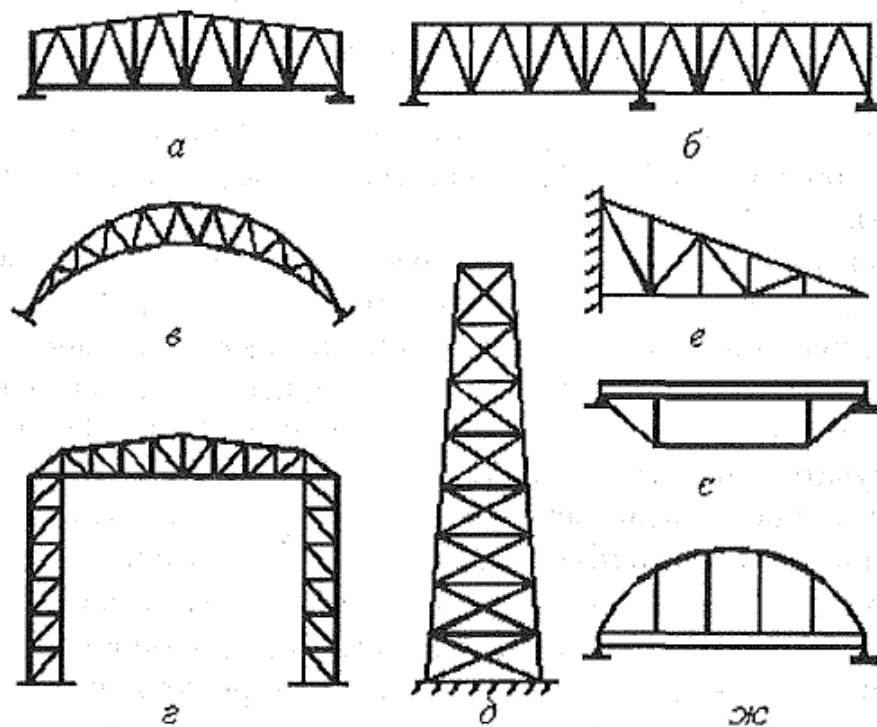


Рис. 9.1. Типи ферм: а - розрізні балкові; б- нерозрізні; в,г- аркові і рамні; д, е- консольні; є, ж-комбіновані.

За засобами з'єднання елементів в вузлах ферми поділяють на *зварні* і *болтові*. Основними типами ферм є зварні. Болтові з'єднання, як правило, на високоміцних болтах застосовують у монтажних вузлах.

З'єднання елементів у вузлах здійснюється шляхом безпосереднього примикання одних елементів до інших (рис. 9.2, *а*) або за допомогою вузлових фасонок (рис. 9.2, *б*). Елементи ферм центрують за осями центру ваги для зниження вузлових моментів і забезпечення роботи стержнів на осьові зусилля.

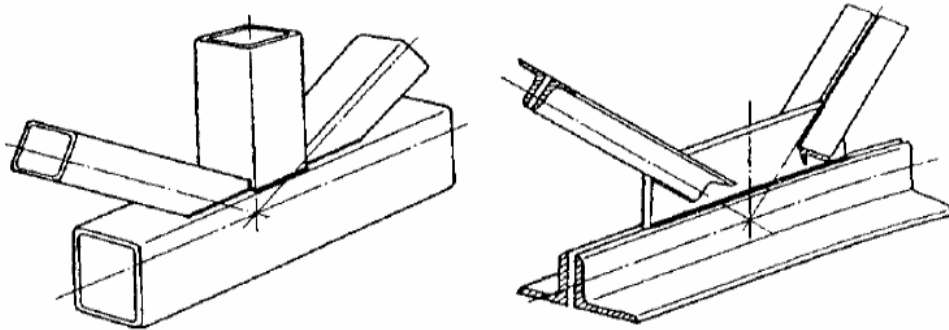


Рис. 9.2 Вузли ферм:

а – з безпосереднім примиканням елементів; *б* – на фасонках

Умовно ферми поділяють на *легкі* з перерізами з простих прокатних та гнутих профілів (з зусиллями у стержнях менше 3000 кН) та *важкі* з елементами складеного перерізу (з зусиллями у стержнях більше 3000 кН). Важкі ферми застосовують у мостах і будівлях великих прольотів,

Геометрична схема ферми характеризується обрисом поясів та видом решітки. За обрисами поясів розрізняють ферми з паралельними поясами, трапецієподібні, трикутні, сегментні, полігональні, шедові (рис. 9.3).

Найбільш раціональними окресленнями з точки зору статичної роботи є сегментні та арочні, найпростіші у виготовленні – трикутні.

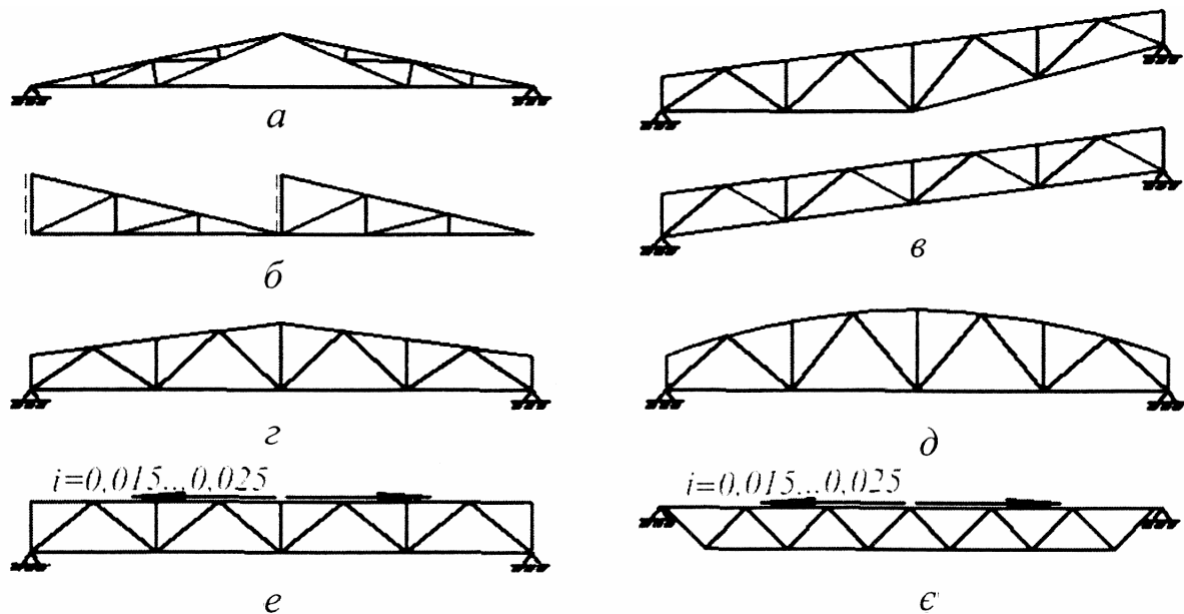


Рис. 9.3. Схеми обрисів поясів ферм: *а* – трикутна; *б* – шедова; *в* – односхила; *г* – трапецієподібна; *д* – полігональна; *е, е'* – з паралельними поясами

Розрізняють *кроквяні* і *підкроквяні* балкові ферми. Кроквяні ферми призначені для обпирання конструкцій покрівлі. Підкроквяні ферми використовують для підтримки кроквяних ферм, якщо їх крок менший, ніж крок колон.

У даному розділі розглянуті різні балкові ферми, які найширше застосовують у конструкціях будівель, завдяки простоті виготовлення та монтажу.

Обрис поясів залежить від функціонального призначення будівлі та типу покрівлі, статичної схеми. Найбільш раціональними окресленнями з точки зору статичної роботи є сегментні та арочні, найпростіші у виготовленні – трикутні.

Для покрівель зі значними ухилами покрівлі (до 20 %) з азбестоцементних хвилястих листів, сталевго профільованого настилу, черепиці, у неопалюваних будівлях застосовують *трикутні, шедові та односхилі ферми*. Такі ферми відрізняються крутим нахилом верхніх поясів, що суттєво ускладнює конструювання опорного вузла, значними довжинами стержнів, особливо в середній частині, великим об'ємом простору між фермами, що збільшує

експлуатаційні витрати (зокрема, на опалення та вентиляцію додаткового об'єму будівлі). Для рулонних та мастикових покрівель з похилом 1,5...5% раціональні *ферми з паралельними поясами*. Для великих прольотів ефективними є *полігональні ферми*. При необхідності улаштування покрівель з ухилом 5... 10 % перевагу слід надавати *трапецієподібним фермам*.

Трапецієподібні та полігональні ферми за своєю формою найбільш відповідають обрисам епюр згинальних моментів, що знижує витрати сталі на конструкцію. Такі ферми застосовують при великих прольотах та при значних навантаженнях, і тому з урахуванням умов транспортування ці ферми виготовляють поелементно, що знижує заводську готовність конструкцій.

Трапецієподібні ферми менш технологічні (елементи цих ферм мають різні довжини), порівняно з фермами з паралельними поясами, для яких характерні однакові довжини елементів поясів та решітки, повторюваність деталей, можливість уніфікації схем та індустріалізації їхнього виготовлення.

Ферми з паралельними поясами набули найбільшого поширення. Саме для цих схем розроблено типові рішення за навантаженнями, прольотами та типами перерізів елементів.

Генеральними розмірами ферм є проліт і висота. Для спрощення проектування та виготовлення типових ферм прийняті уніфіковані геометричні розміри панелей довжиною 3 м. Проліт уніфікованих схем кроквяних ферм приймають кратним модулю 60М, тобто 18, 24, 30 і 36 м.

Висоту ферм з паралельними поясами та трапецієподібних приймають у межах $1/6... 1/12$ прольоту, що дозволяє виготовляти ферми у вигляді двох-трьох відправних марок довжиною 12 або 15 м для зручності транспортування. Висота трикутних ферм визначається похилом покрівлі і приймається $1/2... 1/12$ прольоту ферм.

Статична незмінність конструкції ферми досягається застосуванням решітки, яка утворює систему трикутників. Решітка ферми виконує функцію стінки суцільної балки. Системи решітки ферм суттєво впливають на масу та трудомісткість їх виготовлення, а також визначають умови роботи елементів поясів. Найбільш поширена трикутна решітка (рис. 9.4, а) має найменшу

сумарну довжину та найменшу кількість вузлів, але довжини панелей поясів (відстані між вузлами примикання розкосів) є найбільшими, що нераціонально, особливо для стиснутих стержнів.

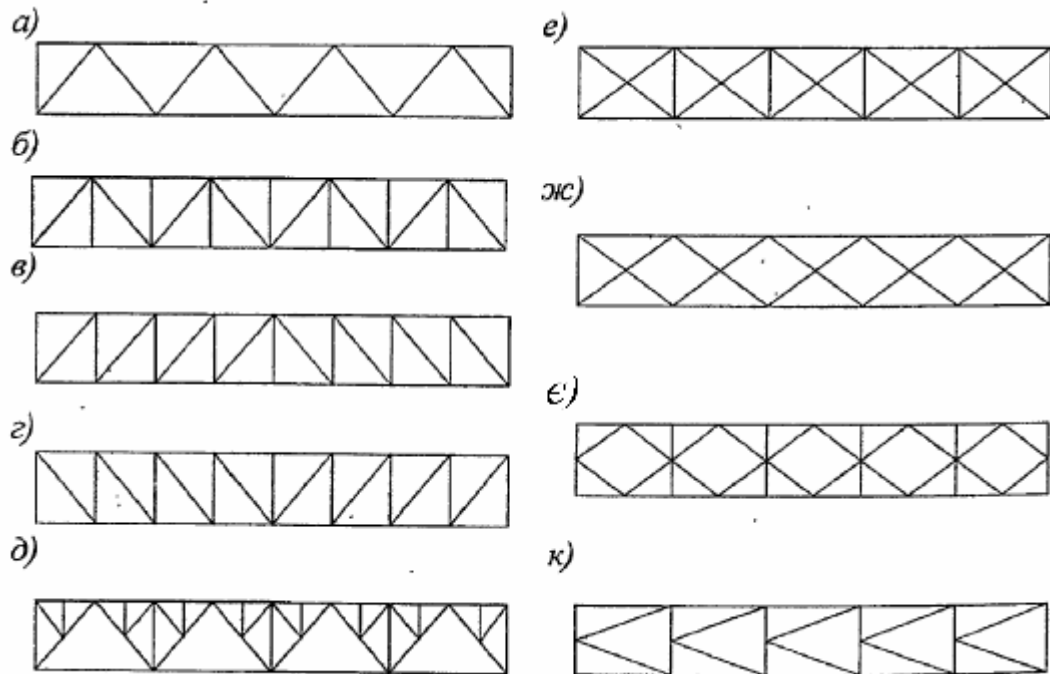


Рис. 9.4 Системи решіток ферм:

а – трикутна; б – трикутна з додатковими стояками з; в – розкісна з висхідними розкосами; в – розкісна з низхідними розкосами; д – шпренгельна; е – хрестова; ж – перехресна; є – ромбічна; к – напіврозкісна.

Розкісна решітка (рис. 9,4, б) дозволяє зменшити довжини панелей, але при цьому зростає кількість вузлів та сумарна довжина розкосів і стояків. Тому в практиці набула поширення система, що об'єднує переваги обох типів решітки, - трикутна решітка з додатковими стояками (рис. 9.4, в), яка зменшує довжини стиснутих панелей та створює додаткові вузли пояса для можливого обпирання на них елементів покрівлі. Додаткові стояки дещо збільшують масу ферми порівняно з трикутною решіткою, проте внаслідок скорочення розрахункових довжин стержнів поясів зменшуються їх поперечні перерізи і, відповідно, загальні витрати сталі.

Напрямок розміщення розкосів у різних типах решіток відіграє певну роль. Якщо перший від опори розкіс (*опорний розкіс*, бо безпосередньо сприймає опорну реакцію балкової ферми) спрямований знизу вгору, є *висхідним*, то він працює на стиск, а якщо навпаки, тобто є *низхідним* з обпиранням ферми на опору в рівні верхнього пояса, то – на розтяг.

Для поясів змінного обрису при виборі напрямку опорних розкосів враховують і довжини діагоналей у кожній панелі. Так, для трапецієподібних ферм раціонально використовувати низхідні опорні розкоси, бо вони мають меншу довжину.

Для ферм з паралельними поясами напрямок опорних розкосів не має суттєвого значення. Як свідчать досліди, незначної (до 3...5 %) економії сталі можна досягти, використовуючи низхідні розкоси. З метою уніфікації конструктивних рішень у типових фермах використовують висхідні розкоси.

Розкісна решітка застосовується в трикутних фермах. Як правило, перші від опори розкоси виконуються низхідними, бо вони працюють на стиск та забезпечують зручність конструювання опорних вузлів при менших власних довжинах.

Шпренгельна решітка (рис. 9.4, *г*) використовується для зменшення довжин панелей у фермах великої висоти, а також для запобігання місцевому згину при позавузловому прикладенні зовнішнього навантаження. Ромбічна (рис. 9.4, *д*) та напіврозкісна (рис. 9.4, *е*) решітки забезпечують значну жорсткість ферми і є раціональними при великих поперечних силах. Такі типи решіток застосовують у баштах, щоглах, мостах та інколи і в багато-прольотних покриттях.

Хрестова решітка (рис. 9.4, *є*) застосовується у фермах, елементи яких сприймають знакозмінні зусилля від навантажень, що діють з різних боків, наприклад у в'язевих системах покриттів, мостах, висотних будівлях, у просторових фермах башт та щогл. При цьому вважають, що від прикладеного з одного з боків навантаження працюють тільки розтягнуті стержні, а стиснуті виключаються з роботи. Якщо навантаження діє з протилежного боку, то зберігається той самий принцип, тільки розкоси міняються місцями.

Розміри панелей ферми визначають при виборі схеми решітки та залежно від кроку несучих елементів покрівлі для того, щоб навантаження від неї були прикладені у вузлах. Як несучі елементи покрівлі розглядають ребра залізобетонних плит або прогони, відстані між якими (довжина панелі), як правило, дорівнюють 1,5 і 3 м. Оптимальний кут нахилу розкосів до поясів визначається за умови найменших витрат матеріалу решітки та залежить від її типу: при трикутній становить 45° , розкісній – 35° . З конструктивних міркувань кут нахилу приймають близьким до 45° , бо при малих кутах вузлова фасонка, до якої кріпляться розкоси у вузлах ферм, виявляється занадто витягнутою в ширину, а при великих - занадто високою.

При відповідному обґрунтуванні допускається обпирання прогонів та плит покриття між вузлами. В цих випадках пояси ферм працюють ще й на згин, що враховується при розрахунках та конструюванні. Якщо застосовується легка покрівля, то можна використовувати розріджену схему решітки, скоротивши кількість її елементів (такі ферми мають назву малоелементних).

Типи перерізів ферм

Найбільш характерними перерізами для ферм є таврові, скомпоновані з двох прокатних кутиків. Ці перерізи зручні в конструктивному відношенні, забезпечують просте приєднання до фасонки у вузлах. Комбінуючи типи та розміри кутиків, можна конструювати перерізи з різними радіусами .

Стержні ферм працюють в основному на центральний стиск або розтяг і тому їхній поперечний переріз доцільно приймати рівностійким, тобто радіуси інерції якого перерізу i_x та i_y в обох головних площинах рівні.

поясу, яка дорівнює всьому прольоту ферми. Навіть за наявності прогонів та інших несучих елементів покрівлі, кріплення яких до ферм розглядається як шарнірне, система покриття не має достатньої кількості зв'язків для забезпечення її геометричної незмінюваності. Щоб надати системі покриття стійкості, необхідно прикріпити усі ферми до „нерухомої точки“, тобто до достатньо жорсткої геометрично незмінюваної конструкції. Тому у покриттях у покриттях влаштовують жорсткі просторові блоки, що складаються з двох суміжних ферм, об'єднаних горизонтальними і вертикальними елементами, які називаються *в'язями*.

Кожна грань такого блока повинна бути геометрично незмінюваною (геометрична незмінюваність двох граней блока, що утворені самими фермами, забезпечена їхніми схемами), тому при виборі схеми горизонтальних в'язей по верхніх і нижніх поясах і вертикальних у торцях блока (тобто на опорах) необхідно враховувати цю вимогу (рис. 9.6, *а*).

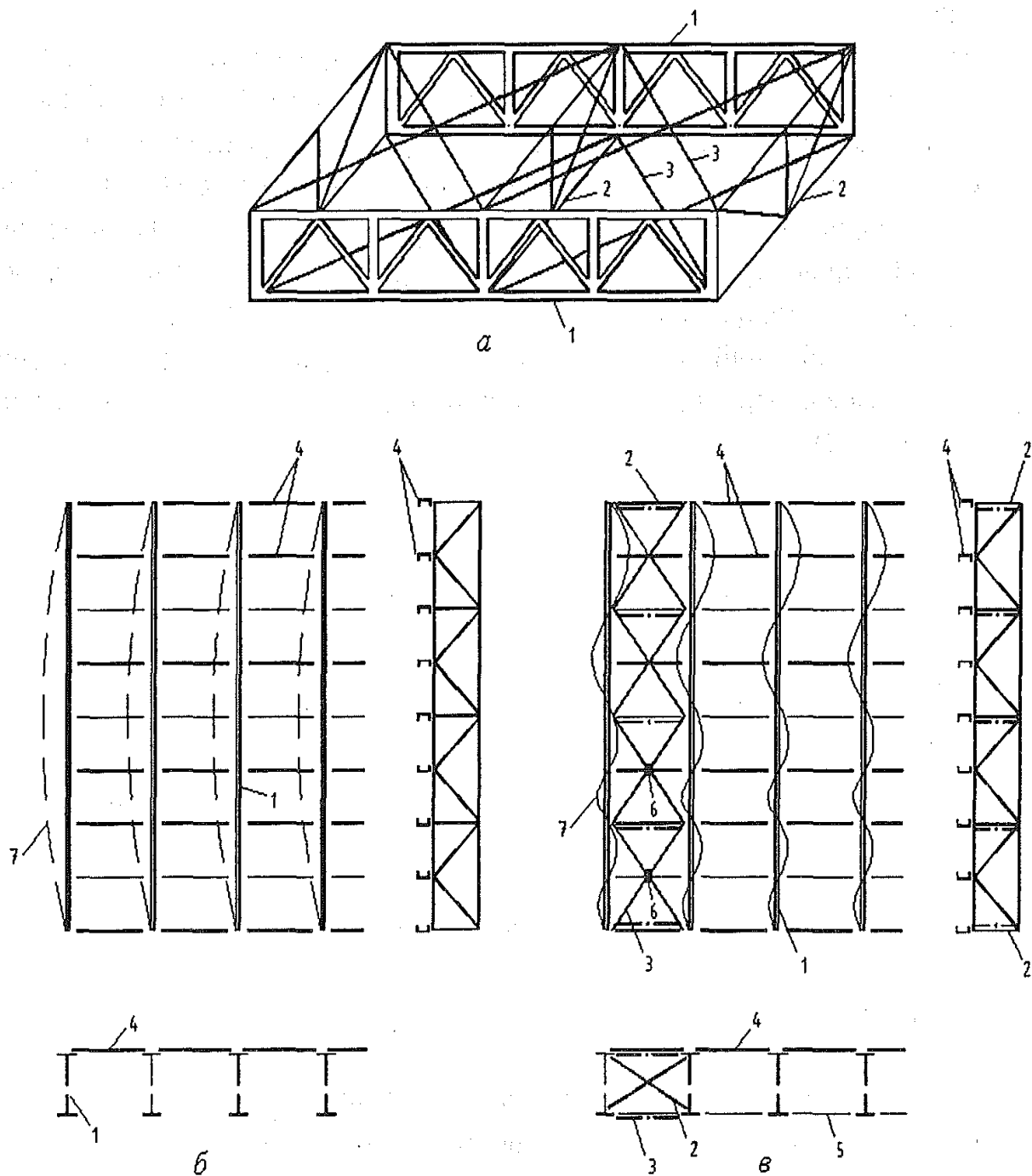


Рис. 9.6. Схеми в'язів:

a – схема просторового блока; *б* – схема покриття без в'язів; *в* – схема покриття при наявності в'язевого блока; 1 – ферми; 2 – вертикальні в'язі; 3 – горизонтальні в'язі; 4 – прогони; 5 – розтяжки в рівні нижніх поясів; 5 – вузли кріплення прогонів до горизонтальних в'язів; 7 – осі поясів при втраті стійкості поза площиною ферми

9.3. Розрахунок ферм

Ферми розраховують на дію постійних (власна вага конструкцій покриття та покрівлі з утеплювачем) та тимчасових (від підвісного підйомно-транспортного обладнання, снігу та вітру) навантажень. Як правило, ці навантаження передаються на ферми у вигляді зосереджених сил, прикладених у вузлах. Розрахунок ферм виконується окремо від кожного навантаження для того, щоб при встановленні розрахункових зусиль можна було знаходити найбільш не вигідні їхні комбінації.

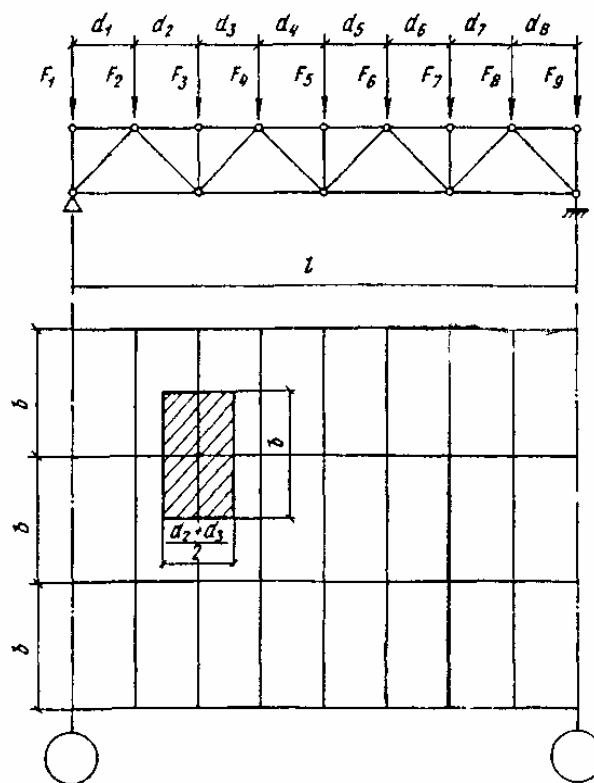


Рис. 9.7. Розрахункова схема ферми

Зосереджені сили прикладаються до ферми в тих вузлах, в яких обпираються несучі елементи покрівлі (прогони чи ребра залізобетонних плит покриття) або елементи кріплення підвісної стелі. Розрахункове вузлове навантаження залежить від вантажної площі, з якої воно збирається (рис.9.7) і визначається за формулою

$$F = \left(g_n + \frac{g_{nk}}{\cos \alpha} \right) B \frac{d_1 + d_2}{2}, \quad (9.1)$$

де g_n – розрахункове навантаження від власної ваги конструкцій покриття (ферм, в'язей, ліхтарів); g_{nk} – розрахункове навантаження від покрівлі; α – кут нахилу верхнього пояса до горизонту; B – крок ферм; d_1 та d_2 – довжина прилеглих до вузла панелей. Аналогічно визначається вузлове навантаження від снігу та від вітру залежно від району будівництва, профілю та висоти будівлі.

Статичний розрахунок ферм виконується методами будівельної механіки – чисельними, аналітичними, графічними. Враховувати жорсткості вузлів допускається наближеними методами.

Розрахунок ферм виконують на ЕОМ за відповідними програмними комплексами SCAD, ЛИРА та ін. Використання ЕОМ дозволяє отримати розрахункові зусилля з урахуванням необхідного сполучення навантажень, оптимізувати конструкцію, тобто знайти найбільш оптимальну схему ферми, марку сталі, тип перерізів і отримати найбільш економічне проектне рішення.

За відсутності ЕОМ розрахунок виконують графічним методом – побудовою діаграми Максвелла-Кремони. Для кожного виду навантажень будують свою діаграму. Для ферм з нескладними схемами (наприклад, з паралельними поясами) и незначною кількістю стержнів більш простим є аналітичне визначення зусиль. (методом вирізання вузлів).

Розрахункові довжини та граничні гнучкості елементів ферм

Розрахункові довжини елементів кроквяних ферм призначають з урахуванням впливу прилеглих до вузлів ферм стержнів, що перешкоджають подовжньому згину елемента, який втрачає стійкість. При цьому розрахункові довжини стержнів, визначають для двох напрямків, за якими можлива втрата стійкості: у площині l_{ef} та поза площиною $l_{ef,1}$ ферми.

Втрата стійкості стиснутого стержня в площині ферми супроводжується його випинанням та поворотом навколо центрів відповідних вузлів. Стержні, що примикають до вузлів, чинять опір цьому випинанню і повороту, особливо розтягнуті елементи, в яких деформації, викликані розтягом, протилежні за знаком деформаціям від згину, що виникає при повороті вузлів. У той же час у стиснутих стержнях обидва види деформацій спрямовані в один бік, тому їхнім впливом на защемлення елемента можна знехтувати. Для стиснутих стержнів поясів, до яких примикає тільки один розтягнутий розкіс із перерізом значно меншим, ніж переріз пояса, вплив защемлення кінців незначний. В аналогічному стані знаходиться стиснутий опорний розкіс, до нижнього вузла якого примикає розтягнутий елемент. Тому їхня розрахункова довжина в площині ферми збігається з геометричною $l_{ef} = l$.

До проміжних стиснутих розкосів решітки в нижніх вузлах примикають потужні розтягнуті пояси та розтягнутий розкіс, а до верхніх - розтягнутий розкіс. З урахуванням деякого запасу для стиснутих розкосів та стояків (крім опорних) норми [3] встановлюють розрахункову довжину в площині ферми $0,9l$.

Поза площиною ферми пояси розкріплені в'язями та несучими елементами покрівлі, які перешкоджають зміщенню конструкції в цьому напрямку. Розрахункова довжина поясів у цьому випадку дорівнює відстані між вузлами в'язей: $l_{ef,y} = l_1$ (рис. 9.8, б).

Інші розкоси та стояки мають розрахункову довжину поза площиною ферми $l_{ef,y} = l$, тому що невелика жорсткість поясів на кручення та гнучкість вузлових фасонки наближають роботу цих стержнів до схеми з шарнірним обпиранням кінців.

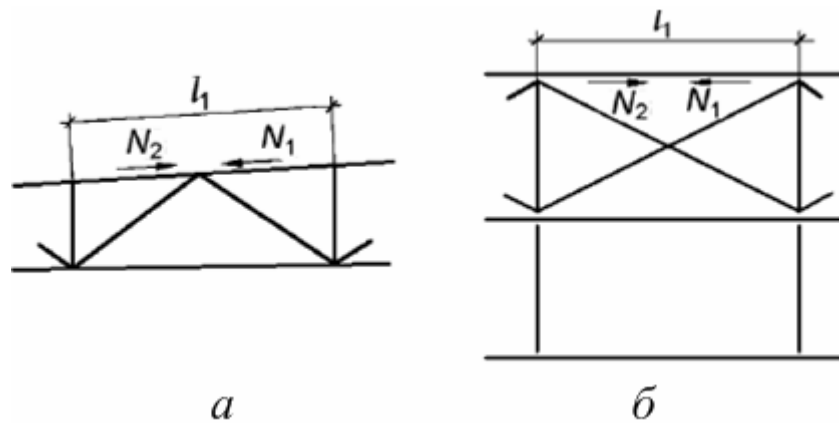


Рис. 9.8. Схеми для визначення розрахункових довжин елементів ферм:
а – схема ферми; *б* – схема поперечних горизонтальних в'язей між фермами (вид зверху)

Всі інші випадки визначення розрахункових довжин елементів ферм наведені у нормах проектування.

Крім стиснутих розрахункові довжини встановлюють і для розтягнутих стержнів, оскільки занадто довгі або тонкі розтягнуті стержні можуть провисати під власною вагою, коливатися від динамічних впливів, викривлятися при транспортуванні та монтажі. Їхня несуча здатність не залежить від довжини. Для запобігання цьому у нормах проектування [10] встановлені обмеження гнучкості розтягнутих елементів ферм: гранична гнучкість λ_u при статичних навантаженнях дорівнює 400 для всіх стержнів, а при динамічних – 250 для поясів та опорних розкосів, 350 – для інших елементів ферм. При статичних впливах гнучкість розтягнутих стержнів перевіряють тільки у вертикальній площині, а в горизонтальній перевірка необхідна тільки для нижніх поясів ферм у будівлях, обладнаних мостовими або підвісними кранами.

Граничні гнучкості λ_u стиснутих стержнів, встановлені для зменшення впливу випадкових ексцентриситетів (вигинів, викривлень тощо), визначають залежно від рівня навантаженості, що характеризується коефіцієнтом

$$\alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \cdot \gamma_c} \geq 0,5 \quad (12.5)$$

У ряді випадків (за наявності ексцентриситетів прикладення сили або місцевих згинальних моментів) – коефіцієнт φ замінюють коефіцієнтом φ_e .

Для стиснутих поясів, опорних розкосів та стояків, що передають опорні реакції, гранична гнучкість λ_u змінюється в межах від 120 до 150 і дорівнює $\lambda_u = 180 - 60\alpha$. Для інших елементів решітки - в межах від 150 до 180 і дорівнює $\lambda_u = 210 - 60\alpha$.

Підбір перерізів стержнів ферм

Підбір перерізів стержнів виконують відповідно до їхнього напруженого стану та з урахуванням коефіцієнтів умов роботи. Потрібні характеристики поперечного перерізу визначають за умови забезпечення міцності або стійкості, а також граничної гнучкості.

Потрібна площа перерізу (нетто) розтягнутого стержня, що сприймає розрахункове зусилля N , дорівнює:

$$A = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c} \quad (12.6)$$

При визначенні потрібної площі перерізу центрально-стиснутого стержня за формулою

$$A = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} \quad (12.7)$$

Значення коефіцієнта поздовжнього згину φ беруть за попередньо призначеною гнучкістю, яка має бути меншою, ніж гранична: для поясів та опорних розкосів $\lambda = 60 \dots 80$, для елементів решітки $\lambda = 100 \dots 120$. Радіус інерції перерізу знаходять виходячи з цих значень гнучкості. Більші значення гнучкості λ приймають при незначних зусиллях

За знайденими значеннями площ та радіусів інерції за сортаментами прокатних або гнутих профілів добирають номер профілю та визначають його фактичні значення A , i_x , i_y , і знаходять $\lambda_x = l_x / i_x$; $\lambda_y = l_y / i_y$. Якщо

гнучкість більше ніж прийнята, то уточнюють коефіцієнт φ і виконують перевірку стійкості за формулою $N/\varphi A \leq R_y \gamma_c$

з використанням фактичних значень геометричних характеристик перерізу A , i_x , i_y .

Якщо перевірка показує перенапруження або значне (більше 5-10%) недонапруження, то виконують коректування перерізу, приймаючи проміжне значення між попередньо заданою та визначеною гнучкістю. Друге наближення, як правило, досягає мети.

Контрольні питання для самоперевірки

13. Що таке ферма і як класифікують ферми?
14. Назвіть сферу застосування металевих ферм
15. Які типи ферм?
16. Які схеми обрисів ферм?
17. Що впливає на вибір статичної схеми і обрису ферми?
18. Які є системи решіток ферм? Їх переваги і недоліки
19. Що таке генеральні розміри ферм?
20. Як забезпечується стійкість ферм?
21. Як призначають розрахункову схему ферми?
22. Які навантаження діють на ферму і як їх визначають?
23. Які значення граничних гнучкостей ферм?
24. Як добирають переріз стержнів ферм?

Розділ 10. КОНСТРУКЦІЇ ВИРОБНИЧИХ БУДІВЕЛЬ

10.1. Загальна характеристика і класифікація виробничих будівель

Будівлі, призначені для розміщення виробничих виробництв, та для забезпечення необхідних виробничих та санітарно-гігієнічних умов для працюючих називають *виробничими*. Такі будівлі оснащують необхідним обладнанням для виконання виробничого процесу.

Виробничим процесом називають сукупність технологічних, транспортних і складських операцій, які здійснюють у визначеній послідовності над переробною сировиною для виготовлення готової продукції або напівфабрикатів. Технологічна схема виробництва є основним фактором для вибору об'ємно-планувального і конструктивного вирішення виробничої будівлі.

До виробничих будівель ставлять технологічні, технічні, індустріальні, архітектурно-художні, економічні та екологічні вимоги.

Технологічні вимоги обумовлюють цілковиту . відповідність будівлі своєму призначенню, тобто будівля повинна відповідати заданим параметрам розміщеного в ній технологічного устаткування й забезпечувати нормальне функціонування технологічних процесів. З урахуванням технологічних вимог вибирають вид і матеріал конструкцій, тип і вантажопідйомність підйомно-транспортного устаткування, забезпечують санітарно-гігієнічні умови працюючим у цеху, якість і характер опорядження. Цим вимогам підпорядковане об'ємно-планувальне і конструктивне вирішення будівлі.

Технічні вимоги передбачають захист виробничих приміщень від впливу зовнішнього середовища і забезпечення міцності, стійкості, довговічності і опору конструктивних елементів при дії навантажень і виробничих шкідливостей (теплового випромінювання, вібрацій та ін.). До технічних вимог відносять також зниження пожежної та вибухової небезпеки для працюючих.

Індустріальні вимоги полягають у можливості зведення будівель із індустріальних конструкцій і деталей заводського виготовлення.

Архітектурно-художні вимоги передбачають потребу надання промисловій будівлі виразного, гарного зовнішнього і внутрішнього вигляду, завдяки гармонійному сполученню її окремих елементів, вибору відповідних матеріалів, високій якості робіт.

Економічні вимоги полягають у забезпеченні доцільно необхідних витрат як на будівництво, так і на експлуатацію будівлі. Важливим є зниження матеріалоємності виробничих будівель, що досягається за рахунок економічного вирішення плану будівлі, зменшення маси будівельних конструкцій і застосування ефективних матеріалів (сталі високої міцності, конструкцій із легких бетонів, тонких листових матеріалів та ін.).

Екологічні вимоги – промислові процеси повинні виключати або мінімізувати забруднення навколишнього природного середовища, людей та прилеглі житлові райони і забезпечувати раціональне використання природних ресурсів і відходів виробництва.,

Поряд із переліченими вимогами промислові будівлі повинні задовольняти *спеціальним вимогам*, які обумовлені характером виробництва (надлишком теплових вибухових та хімічних речовин).

Загальні і спеціальні вимоги враховують у процесі проектування і будівництва виробничих будівель.

Класифікація виробничих будівель. Виробничі будівлі за *призначенням* поділяють на основні, допоміжні, енергетичні, транспортно–складські, санітарно-технічні, адміністративні та побутові.

До *основних* належать будівлі, в яких здійснюється випуск готової продукції або напівфабрикатів. Вони поділяються на багато видів, відповідно до галузей виробництва. Серед них мартенівські, прокатні, механоскладальні, термічні, ковальсько-штампувальні, ткацькі цехи та ін.

До *допоміжних* будівель належать ремонтні, механічні, інструментальні, тарні цехи та ін.

До *енергетичних* належать будівлі теплоелектроцентралей, котельних, електричні і трансформаторні підстанції та ін.

До *будівель транспортно-складського* господарства належать гаражі, склади готової продукції, пожежні депо та ін.

Санітарно-технічні призначені для обслуговування мереж водопостачання і каналізації, для захисту навколишнього середовища від забруднення (насосні, водонапірні станції, очисні станції тощо).

За *ступенем капітальності* (довговічністю і вогнестійкістю конструктивних елементів), вартістю технологічного обладнання будівлі поділяються на чотири класи.

До I класу відносять ті, до яких ставлять підвищені вимоги, а до IV класу – будівлі тимчасові та виробничі з коротким терміном експлуатації.

За особливостями будівельного вирішення промислові будівлі поділяють:

за кількістю поверхів – одноповерхові, багатоповерхові і змішаної поверховості;

за кількістю прольотів –одно- і багатопрольотні;

за наявністю підйомно-транспортного устаткування –безкранові або з мостовими і підвісними кранами;

за профілем покриття – з ліхтарями, без ліхтарів;

за конструктивним типом (каркасні, з несучими стінами, з неповним каркасом);

за системами опалювання: неопалювані «гарячі» (для виробництв з надлишковим тепловиділенням), «холодні» (склади, сховища та ін.); опалювані з позитивною температурою внутрішнього повітря в зимовий час;

за системами освітлення: будівлі з природним освітленням (бічним і верхнім);

з штучним освітленням (безвіконні і безліхтарні);

з комбінованим освітленням (що поєднує природне освітлення з штучним);

за умовами повітрообміну: з природною вентиляцією через вікна; з штучною вентиляцією за допомогою вентиляторів і системи повітропроводу; з кондиціонуванням повітря.

Класифікація виробничих будівель допомагає чітко і повно описати об'єкт будівництва і необхідна для того, щоб вибрати найекономічніше вирішення будівлі при проектуванні.

10.2. Основи проектування виробничих будівель

Будь-яка виробнича будівля створюється для розміщення в ній певного технологічного виробничого процесу. Особливості технологічного процесу та умови його нормального функціонування визначають об'ємно-планувальні, архітектурні та конструктивні рішення будівель. Тому ці особливості враховують при проектуванні будівель, і вони повинні бути відображені в технологічному завданні на виконання проектних робіт

При проектуванні виробничих будівель в першу чергу необхідно забезпечити умови нормального функціонування технологічного процесу випуску продукції, а також нормальні санітарно-гігієнічні умови для працюючих. Конструктивні рішення основних несучих елементів каркаса залежать насамперед від габаритів будівлі, типу покриття, наявності підйомно-транспортного обладнання, типу і вантажопідйомності кранів, режиму їхньої роботи, характеру внутрішньощехового середовища, кліматичного району будівництва

На фізичну довговічність і надійність роботи будівельних конструкцій впливають ступінь відповідальності будівлі, ступінь агресивності внутрішнього середовища, динамічні (кранові та інші) навантаження, температурно-вологісний режим експлуатації тощо.

При проектуванні виробничих будівель відповідно до ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008 «Система надійності та безпеки у будівництві. Основи проектування конструкцій» необхідно враховувати їхній ступінь відповідальності

Встановлено три класи відповідальності за рівнем наслідків відмови

конструкції: СС3, СС2, СС1 (див.п.3.1.) Об'єкти класу відповідальності – це всі об'єкти промисловості та сільського господарства і громадські споруди, матеріальні та соціальні збитки від руйнування яких мають помірні наслідки.

Виробничі будівлі у переважній більшості належать до об'єктів класу відповідальності СС1, для конструкцій яких може встановлюватися одне значення коефіцієнта γ_n за яким ця конструкція використовується незалежно від класу відповідальності об'єкта.

За ступенем впливу на будівельні конструкції середовища поділяються на неагресивні, слабо-, середньо- та сильноагресивні. При проектуванні конструкцій, що експлуатуються в середньо- та сильно- агресивних середовищах, необхідно використовувати такі конструктивні форми і перерізи елементів, при яких збільшується корозійна витривалість конструкцій. Так, огорожувальні конструкції з профільованими листами допускається використовувати тільки для неагресивних і слабоагресивних середовищ, а використання складених елементів таврового або хрестового перерізів з кутиків, двотаврових перерізів з швелерів або гнутих профілів у конструкціях для середньоагресивних і сильноагресивних середовищ не допускається.

За температурою внутрішнього середовища промислові будівлі підрозділяються на дві категорії - опалювані та неопалювані. До неопалюваних будівель належать деякі складські приміщення, а також виробництва з надмірним виділенням тепла (металургійна промисловість, виробництво будівельних матеріалів). Температура і вологість внутрішнього середовища повинні бути враховані перш за все при виборі огорожувальних конструкцій покриття і стін. При виборі огорожувальних конструкцій основним питанням є опір теплопередачі у зимовий період відповідно до розрахункової від'ємної температури району будівництва. Необхідну товщину утеплювача визначають розрахунком за методикою, викладеною у ДБН В.2.6–14–95 “Покриття будинків і споруд”.

Для будівель, розташованих у районах із середньомісячною температурою липня 21 °С і вище, необхідно враховувати додатково теплостійкість у літніх умовах.

З метою запобігання накопиченню вологи в огорожувальних конструкціях опалюваних будівель з внутрішньоцеховою вологістю понад 60 % і температурою до 16 °С необхідно передбачати пароізоляцію.

При проектуванні виробничих будівель необхідно враховувати вимоги ДБН В.1.1-7:2002 “Пожежна безпека об’єктів будівництва”, який встановлює необхідні межі вогнестійкості основних будівельних конструкцій (несучих елементів, зовнішніх стін, покриттів) залежно від необхідного ступеня вогнестійкості будівлі. За межу вогнестійкості конструкцій приймають час у хвилинах від початку стандартного випробування до виникнення будь-якого з трьох граничних станів: втрати несучої здатності, втрати цілісності або втрати теплоізолюючої спроможності. Так, наприклад, для сучасних огорожувальних конструкцій на базі сталевого профільованого настилу фактична межа вогнестійкості становить всього 15 хвилин.

У разі необхідності границю вогнестійкості металевих конструкцій дозволяється збільшити конструктивними заходами, використовуючи облицювання з цегли або бетону, покриття на основі азбесту, перліту тощо. Для вогнезахисту несучих ригелів покриття доцільні підвісні стелі.

Для забезпечення нормального освітлення і вентиляції у виробничих будівлях можуть використовуватися ліхтарі, які залежно від їхнього призначення бувають світлові, аераційні та світлоаераційні.

Для вибухонебезпечних виробництв з метою зменшення негативних наслідків від можливих вибухів необхідно передбачати таке прикріплення елементів огорожувальних конструкцій до несучих конструкцій каркаса, при якому вони можуть під час дії вибухової хвилі вільно від’єднуватися від решти конструкцій, що запобігатиме руйнуванню конструкцій каркаса.

У будівлях, конструкції яких експлуатуються в умовах низьких від’ємних температур (нижче -40 °С), слід врахувати підвищену небезпеку крихкого руйнування. Для запобігання цьому необхідно використовувати конструктивні форми, які зменшують концентрацію напружень, а також обирати відповідні сталі.

10.3. Конструктивні схеми каркасів виробничих будівель

Виробничі будівлі відрізняються великою різноманітністю, що пов'язано з вибором їхніх конструктивних схем (каркасна або безкаркасна), поверховістю (один або багато поверхів), матеріалом (сталеві, залізобетонні, дерев'яні або кам'яні конструкції), наявністю кранового обладнання (опорні чи підвісні крани або без кранів), ступенем агресивності середовища (неагресивне, слабо агресивне, середньо агресивне, сильно агресивне) і вогнестійкості (залежно від категорії виробництва за вибуховою, вибухово-пожежною і пожежною безпекою). Близько 90% загальної кількості виробничих будівель становлять каркасні будівлі, майже половина з яких виконана з металевих конструкцій.

Поверховість будівель визначається напрямком технологічного процесу (горизонтальний або вертикальний). Переважна більшість виробничих процесів вимагає горизонтального розташування технологічного обладнання, а тому найбільшого поширення в практиці будівництва набули одноповерхові промислові будівлі. Одноповерховими проектується будівлі для виробничих процесів, пов'язаних з необхідністю застосування важкого громіздкого обладнання для виготовлення великогабаритних виробів, а також де можливі динамічні навантаження великих значень (ковальські, прокатні, термічні, ливарні і т.п. цехи).

Технологічне обладнання при цьому розміщується на нульовій позначці і навантаження від нього не передається на несучі конструкції (крім вантажопідйомних кранів), що спрощує конструктивну форму і полегшує несучі конструкції. Крім того, в одноповерхових будівлях створюються умови для рівномірного освітлення внутрішніх приміщень через світлові прорізи в стінах і покритті, спрощується монтаж, забезпечується можливість зміни технології виробництва за рахунок заміни устаткування або розширення самої будівлі. Тому перспективним є створення будівель універсального призначення, які при незмінному об'ємі приміщень дозволяють розміщувати в них будь-які технологічні процеси.

Проте одноповерхове будівництво викликає й ряд незручностей, пов'язаних з великою площею забудови і великою протяжністю інженерних комунікацій, що в умовах високої вартості землі, особливо у великих містах і в районах з щільною забудовою, значно збільшує вартість будівництва.

Каркас виробничої будівлі — це єдина просторова система конструкцій, яка сприймає діючі на неї впливи і навантаження та передає зусилля, що виникають при цьому, на фундаменти. При проектуванні виділяють основні несучі конструкції (плоскі поперечні рами, утворені колонами і ригелями, які жорстко або шарнірно з'єднані між собою) і огорожувальні (покрівлі, стіни). Принципова конструктивна схема металевого каркаса наведена на рис.10.1.

Основу каркасів виробничих багатопрольотних будівель становлять площинні поперечні рами, утворені колонами та ригелями, що на них спираються. Відстань між осями колон у поперечному напрямку иназивається *прольотом L* , а в поздовжньому — *кроком рам B* .

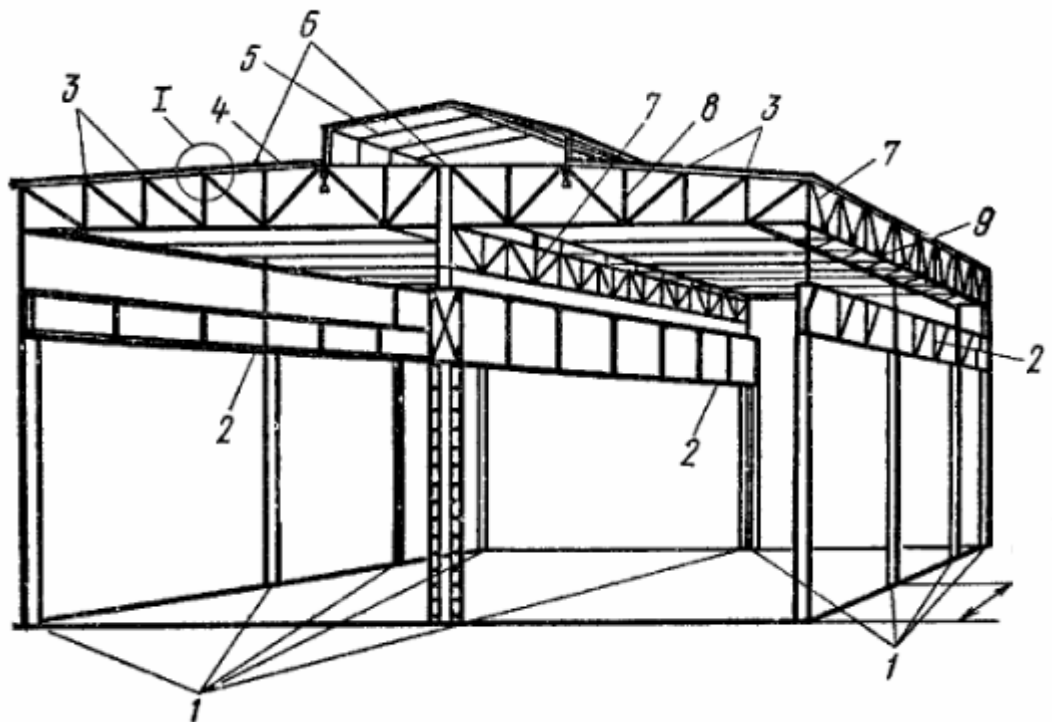


Рис. 10.1 Конструктивна схема каркасу одноповерхової промислової будівлі: 1 — колони, 2 — підкранові балки, 3 — прогони, 4 — покрівля, 5 — світлоаераційний ліхтарь, 6,9 — в'язі, 7 — підкроквяна ферма, 8 — підкроквяна ферма

Поперечні рами забезпечують геометричну незмінюваність і жорсткість каркаса у поперечному напрямку. Каркас виробничої будівлі – це послідовність однакових поперечних рам, розташованих з кроком B і з'єднаних між собою поздовжніми конструктивними елементами (наприклад, підкрановими балками) та в'язями. Основні особливості конструктивних рішень каркаса, що враховують умови експлуатації, наявність і вид кранового обладнання, величину і кількість прольотів, знаходять відображення перш за все у схемах поперечних рам і обумовлюють їх велику різноманітність.

Залежно від наявності та виду кранового обладнання багатопрольотні каркаси поділяють на безкранові або обладнані мостовими опорними чи підвісними кранами.

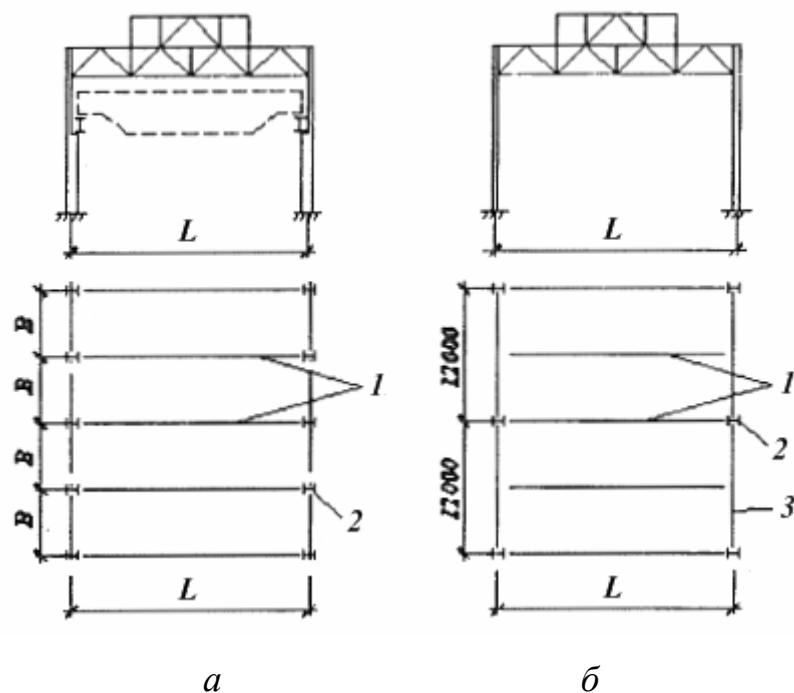


Рис. 10.2. Конструктивні схеми каркасу однопролітних каркасів: *а* – крок колон і ферм однаковий; *б* – крок колон більший за крок ферм; 1 – кроквяні ферми, 2 – колони, 3 – підкроквяні ферми

Однією з визначальних особливостей поперечних рам є конструкції ригелів, які можуть бути наскрізними і суцільними. Для традиційних рішень

багатопролітних рам із прольотами 18...36 м характерне використання наскрізних ригелів (ферм), які довгий час вважалися більш раціональними за витратами сталі, ніж суцільні.

Висновок щодо ефективності застосування наскрізних ригелів базується на багаторічному досвіді проектування сталевих каркасів, що призначалися для сприйняття великих навантажень, в тому числі і від власної ваги важких залізобетонних плит, які використовувалися і використовуються й досі як несучі елементи покриття.

Широке впровадження легших елементів (прогонів з гнутих профілів, сталевих профільованих листів, ефективних утеплювачів) суттєво зменшило власну вагу покрівлі, що в результаті підвищило ефективність суцільних ригелів, які виготовляються двотаврового перерізу.

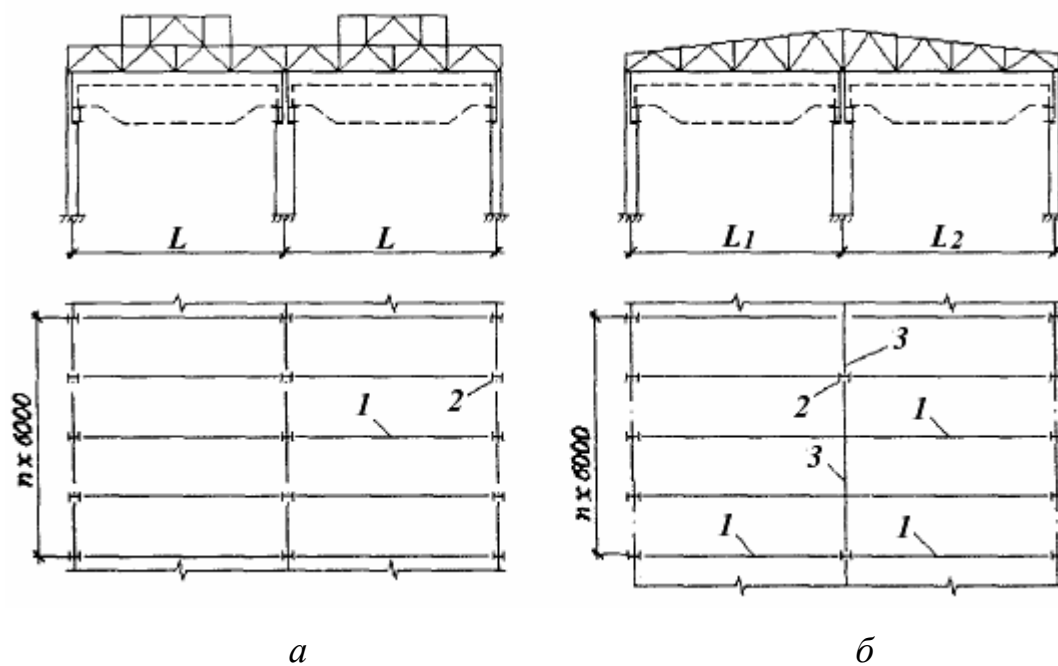


Рис. 10.3 Конструктивні схеми багатопрольотних каркасів: *а* – крок колон зовнішніх і внутрішніх рядів однаковий; *б* – крок колон зовнішніх і внутрішніх рядів різний; 1 – кроквяні ферми, 2 – колони, 3 – підкроквяні ферми

В одноповерхових каркасах крок колон і ригелів найчастіше приймають однаковим і таким, що дорівнює 6 м, особливо при наявності підвісних кранів і в безкранових будівлях. В безкранових будівлях крок ригелів залежить від

несучої здатності прогонів або від довжин збірних залізобетонних плит, які дорівнюють 6 і 12 м. При прогонному покритті розмір кроку може відрізнятись від модульного, а у безкранових каркасах невеликої висоти економічно ефективним може бути крок колон навіть менший за 6 м.

В каркасах з опорними кранами крок колон і ригелів 12 м ускладнює підкранові конструкції і вимагає влаштування фахверка для кріплення стінового огородження. Тому таке рішення вважається доцільним лише в будівлях з прольотами понад 30 м, висотою більше 14 м і з кранами великої вантажопідйомності більше 50 т.

При будівництві будівель великої площі (понад 20 тис. м²) для зведення покрівлі може використовуватися метод блокового монтажу, який дозволяє зменшити трудомісткість виконання робіт на висоті. Цей метод передбачає конвеєрне складання на землі монтажних блоків, які утворюються з кроквяних і підкроквяних ферм, об'єднаних в геометрично незмінну систему. При цьому на колони опираються підкроквяні ферми, а кроквяні зміщуються з осей колон.

При кроці колон 12 м ферми можуть бути розташовані з кроком 4 м, що дозволяє відмовитись від прогонів, при цьому сталевий профільований настил влаштовують безпосередньо по верхніх поясах ферм.

Для додаткового освітлення і аерації внутрішньо- цехового середовища по фермах розміщують поздовжні ліхтарі (рис.10.2, а, б), які найпростіші в конструктивному відношенні і забезпечують експлуатаційні вимоги для різних виробництв (машинобудування, металургія тощо).

У багатопрольотних каркасах найширше використовуються конструктивні схеми з однаковими прольотами і ригелями, розташованими в одному рівні (рис.10.3, а),. Крок колон у поздовжньому напрямку для максимальної уніфікації елементів найчастіше встановлюється однаковим для крайніх і середніх рядів. Для деяких виробництв з метою звільнення внутрішнього простору крок колон середніх рядах може бути прийнятий більшим, ніж крайніх. При цьому по середніх колонах встановлюються підкрок'яні або підкраново-підкрок'яні ферми (рис.10.3, б).

У багатопрольотних будівлях, що мають велику ширину і довжину, інколи доцільно використовувати ферми з консолями, на які обпираються ліхтарі. Таке рішення дозволяє уникнути влаштування температурних швів, зменшити кількість ферм у покритті та розвантажити їх в середині прольоту. У рівнопролітних конструкціях досягається максимальна уніфікація і однотипність конструктивних елементів, проте для деяких виробництв ефективні каркаси з різними прольотами.

Використання в таких будівлях ригелів з паралельними поясами можливе тільки при організації внутрішнього водостоку, а при неорганізованому водовідведенні, коли вода стікає безпосередньо на землю, покрівля повинна мати відповідний ухил. У цьому разі використовують ригелі з ухилом верхнього пояса, величина якого залежить від типу огорожувальних конструкцій покрівлі.

Проте висота ригелів на середній опорі може виявитися занадто великою, що утруднить їх транспортування до будівельного майданчика. Крім того, велика довжина стиснутих елементів решітки буде обумовлювати їхню роботу при граничних гнучкостях. Для зменшення висоти ригелів вони можуть бути запроектовані з ламаним нижнім поясом (рис. 10.4).

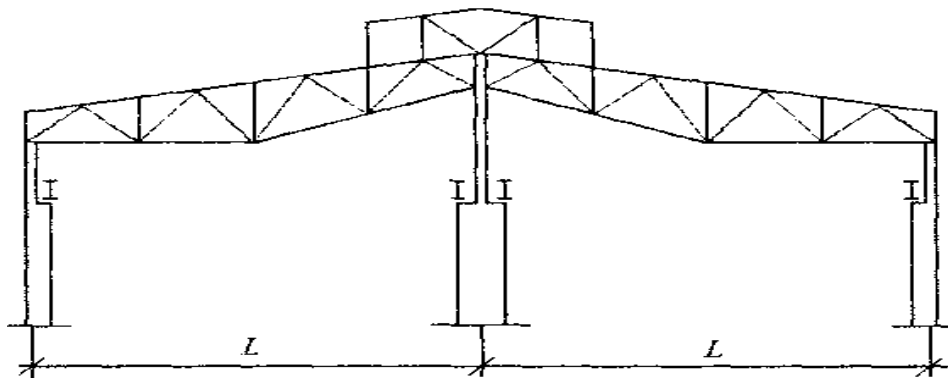


Рис. 10.4. Схема рами із зовнішнім водовідведенням і зменшеною висотою ферм

Для деяких виробництв умови технологічного процесу можуть обумовлювати проектування каркасів з прольотами різної висоти для зменшення внутрішнього об'єму, однак при цьому конструктивні рішення

каркаса ускладнюються і тому перепади висот між сусідніми прольотами робити меншими ніж 1,2 м не рекомендується.

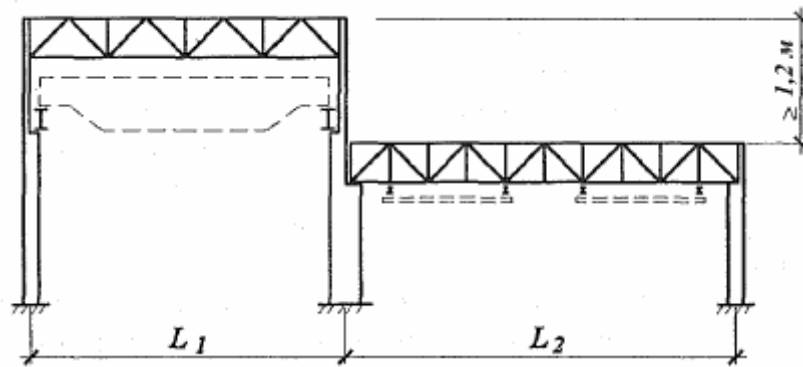


Рис. 10.5. Схема рами з прольотами різної висоти і довжини

Ефективним рішенням для ряду виробництв є каркаси з шедовим покриттям, в яких поперечні ліхтарі обпираються на верхні і нижні пояси кроквяних ферм. Шедові конструкції мають багато позитивних якостей, але їх складно експлуатувати в районах з великим сніговим навантаженням. У разі підвищених вимог до освітленості та аерації внутрішніх приміщень можуть бути запроектовані каркаси з поперечними ліхтарями, які обпираються на верхні пояси ферм.

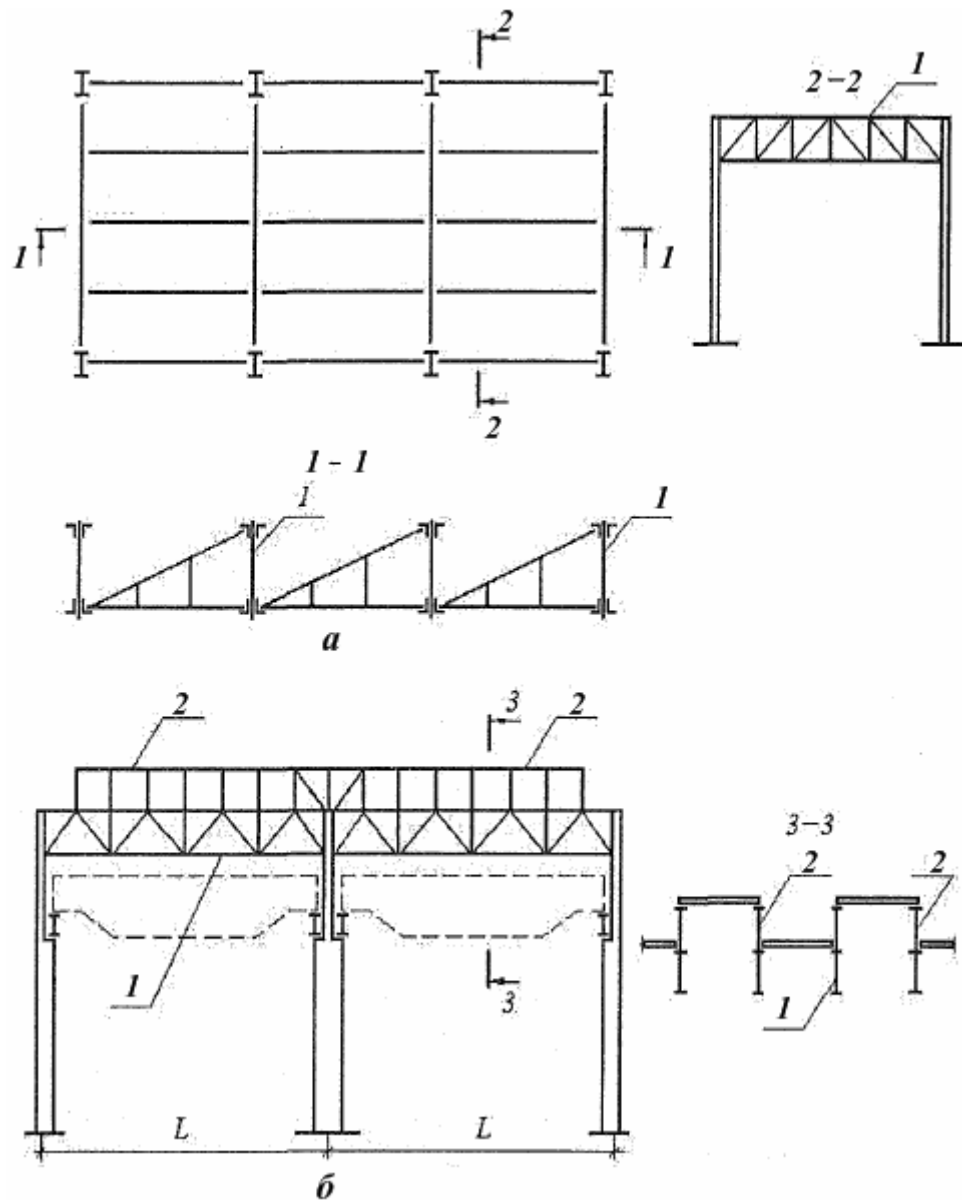


Рис. 10.6. Конструктивні схеми каркасів з підвищеними вимогами до освітлення: *а* – з шедовим покриттям; *б* – з поперечним ліхтарем; 1 – ферми, 2 – ліхтар

При наявності підвісних кранів вантажопідйомністю до 5 т підкранові колії кріпляться до вузлів нижнього пояса ригелів, де для цього, в разі необхідності, влаштовуються додаткові вузли.

Останнім часом значного поширення в практиці набули легкі металеві конструкції (ЛМК) одноповерхових будівель. Для них характерне використання ефективних марок сталей та профілів, відмова від зварювання на монтажі з заміною зварювання на фланцеві з'єднання на високоміцних болтах. У таких будівлях використовуються колони та ригелі суцільного перерізу, в тому числі

зі змінною висотою перерізу по їхній довжині, що наближає епюру витрат матеріалу до огинаючої епюри внутрішніх зусиль і, таким чином, підвищує ефективність використання властивостей сталі.

Висота суцільних ригелів значно менша від висоти наскрізних і становить, як правило, $1/15... 1/20$ прольоту, а в деяких рішеннях може становити $1/35$ прольоту. Зменшення висоти ригеля забезпечує зниження витрат на опалення та вентилявання внутрішнього об'єму, а також на стінове огороження. Суцільні ригелі також менш трудомісткі у виготовленні й монтажі, зручніші у транспортуванні. Вони найчастіше мають переріз у вигляді двотавра, що робить їх стійкішими до корозії порівняно з наскрізними ригелями, особливо з парних кутиків. Ефективність використання суцільних ригелів збільшується при зниженні власної ваги конструкцій покриття, для чого необхідно використовувати легкі огороджувальні конструкції (сталевий профільований настил), легкі утеплювачі, сталі підвищеної міцності.

До елементів каркаса прикріплюються огороджувальні конструкції. Для підтримання стінового огороження, вікон і воріт передбачаються елементи стінового каркаса, який має назву фахверк і також прикріплюється до поперечних рам.

10.4. Основні несучі елементи каркасів

Основну каркаса виробничої будівлі становлять несучі елементи поперечної рами, які сприймають навантаження і передають їх на фундамент. У плоских рамах такими елементами є *колони* і *ригелі*.

Конструктивні рішення несучих елементів каркаса залежать від призначення будівлі, типу покриття, типу та вантажопідйомності кранів, габаритних розмірів тощо.

Сталеві колони поперечної рами можуть бути сталого по висоті перерізу або ступінчастими. залежно від висоти приміщення і діючих навантажень Колони сталого перерізу можуть бути запроектовані суцільними або

наскрізними (рис.10.7, а,б). Їх використовують у безкранових будівлях, при підвісних кранах та мостових кранах вантажопідйомністю до 20 т. В останньому випадку на колонах влаштовують консолі для обпирання підкранових балок (рис.10.7, в,г).

Ступінчасті колони зі змінним по висоті перерізом використовують у будівлях з опорними мостовими кранами вантажопідйомністю понад 20 т (рис.2.1, д, е). Верхня частина таких колон (надкранова) має переріз у вигляді суцільного симетричного двотавра (прокатного або складеного), а нижня (підкранова) може бути запроектована суцільною або наскрізною. При ширині нижньої частини колони 1 м і більше найчастіше використовують наскрізний переріз як найбільш економічний. Наскрізна колона складається з двох гілок, об'єднаних розкісною решіткою.

Безрозкісна решітка (планки) найчастіше виявляється неекономічною, оскільки перерізувальні сили в колонах виробничих будівель є досить значними, а тому планки, що працюють на згин і зсув, потребують значних перерізів, що збільшує витрати сталі. Підкранові балки встановлюють на уступ колони і суміщують вісь підкранової балки з віссю підкранової гілки нижньої частини колони. Зовнішню (шатрову) гілку крайньої колони приймають у вигляді швелера або двотавра, а внутрішню (підкранову) - у вигляді двотавра. В середніх рядах будівлі в колонах, на які з двох боків обпираються мостові крани, обидві гілки є підкрановими і мають двотавровий переріз.

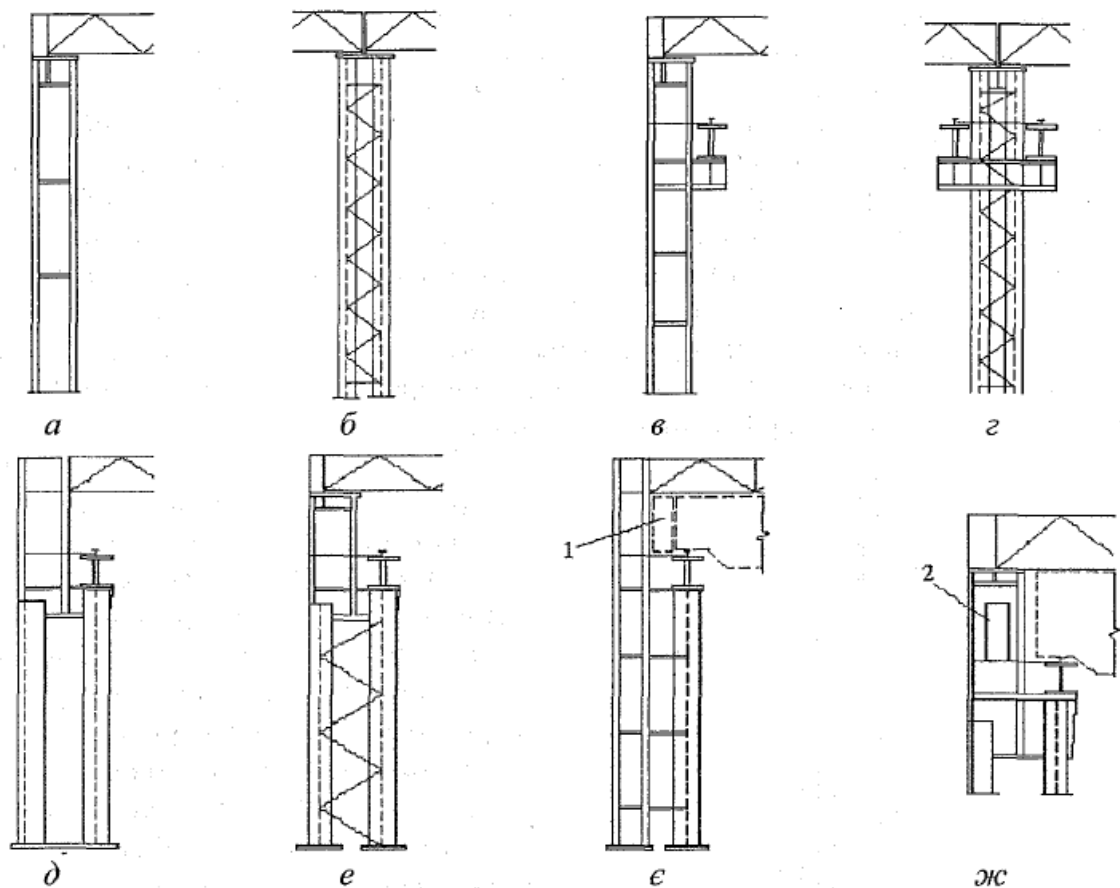


Рис. 10.7. Типи колон виробничих будівель: *а, б* – безкранові сталого перерізу; *в, г* – сталого перерізу з підкрановими консолями; *д, е* – ступінчасті; *є* – роздільна; *ж* – влаштування проходу всередині колони; 1- прохід збоку колони; 2 – прохід всередині колони

В окремих випадках, при низькому розташуванні підкранової колії і кранах великої вантажопідйомності, нижню частину колони проектують роздільного типу, в якій підкранова гілка пов'язана з шатровою гнучкими у вертикальній площині планками з листів і тому не передає вертикальне навантаження від підкранової балки на шатрову гілку (рис.10.7, є). Таке конструктивне рішення колони виявляється дуже зручним при можливому збільшенні вантажопідйомності крана, бо дозволяє підсилити тільки підкранову гілку колони і залишити незмінною шатрову.

У прольотах будівлі з мостовими кранами груп режимів роботи 8К незалежно від їх кількості або кранах груп режимів роботи 7К і 4К - 6К при кількості кранів більше двох у прольоті при цілодобовій безперервній їхній

роботі необхідно передбачати проходи вздовж кранових колій з обох боків прольоту. Робота кранів вважається безперервною, якщо найбільша одноразова перерва у їхній роботі протягом доби не перевищує 4 години. Для проходів використовують гальмівні конструкції підкранових колій. Ширина проходу повинна бути не меншою 500 мм, а висота - не меншою 1800 мм. В місцях розташування колон прохід може бути збоку або всередині колони шириною не менш як 400 мм. При влаштуванні проходу збоку додається ще 50 мм для влаштування огороження (рис.10.7, є, ж).

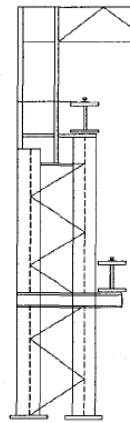


Рис. 10.8. Конструктивна схема колон з двоярусним розташуванням

Для деяких виробництв характерне розташування мостових кранів у двох або більше рівнях. Колони в такому разі виконують також дво- або багоярусними. Якщо при цьому вантажопідйомність одного з кранів не перевищує 20 т, то для його обпирання використовують консоль (рис.10.8).

Ферми, що використовуються як ригелі в каркасах виробничих будівель, за схемою найчастіше бувають: з паралельними поясами, трапецієподібними та трикутними. Вони можуть бути на двосхилих і односхилих (рис. 10.9).

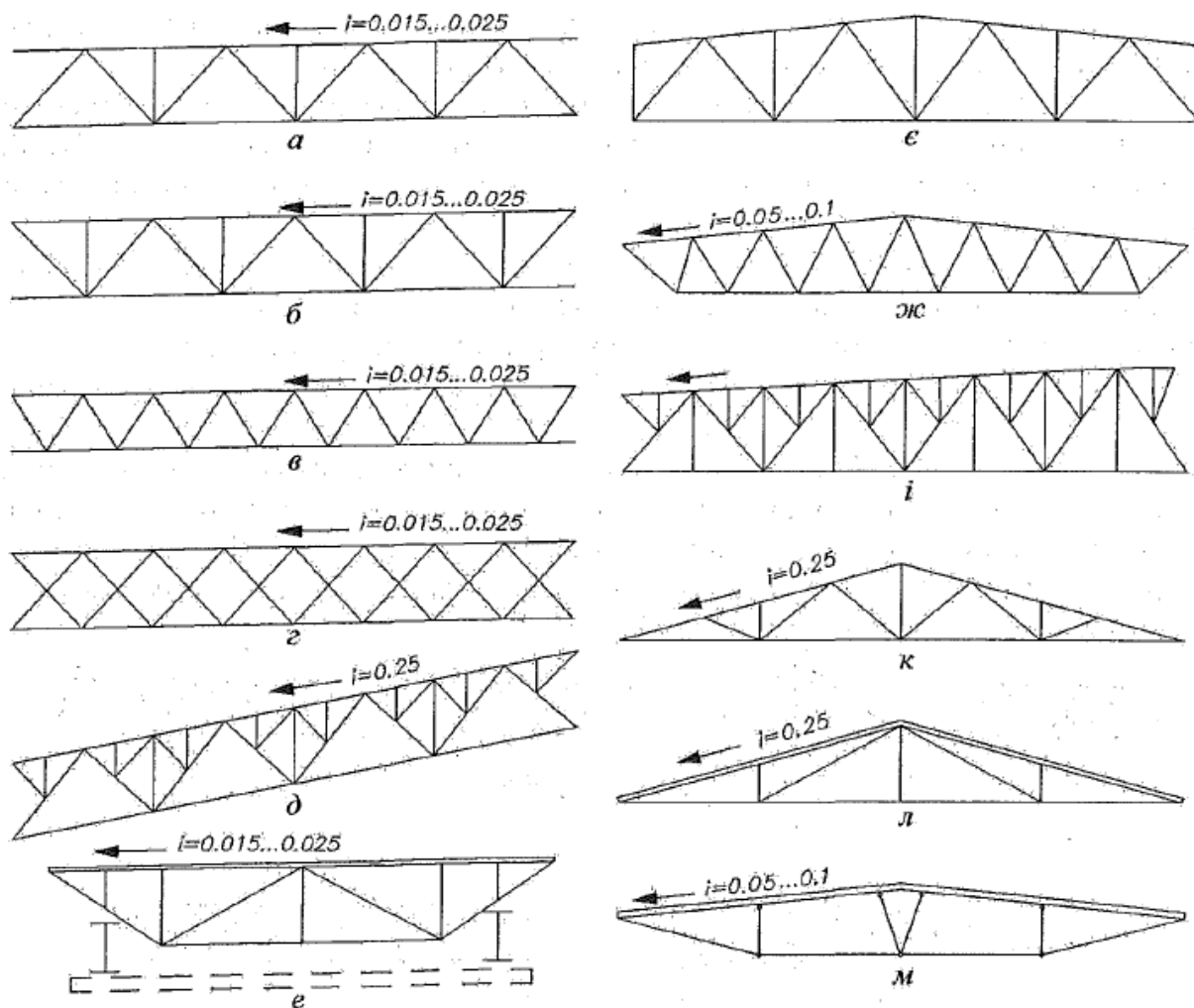


Рис. 10.9. Схеми кроквяних ферм: а, б, в, г, д, е – з паралельними поясами; е, ж, і – у формі трапеції; к, л – трикутні; м – шпренгельна

Кути ухилу верхніх поясів наскрізних ригелів, а також осей суцільних ригелів повинні задовольняти вимоги ДБН В.2.6-14 - 95 і ГОСТ 23838- 79 (СТ СЭВ 1404 - 78), які регламентують ухили покрівель з різних матеріалів. Так, для рулонних і мастикових матеріалів ухил повинен бути 1,5...5%, що дозволяє використовувати ферми з паралельними поясами (рис. 10.9, а ,б,в, г).

Необхідний для стоку води ухил покрівлі ферм з паралельними поясами забезпечується будівельним підйомом. При покрівлях з гідроізоляційним шаром з металевих профільованих листів (тришарових панелей) необхідний ухил становить 10...20%, тому ферми у цьому разі проектують двосхилими або односхилими (рис. 10.9, д, е, ж, і). Для холодних покрівель із використанням

азбестоцементних або сталевих профільованих листів необхідний ухил становить 25%, і тому тут використовуються трикутні ферми (рис. 10.9, к, л).

Крок вузлів верхнього пояса в теплих покрівлях вибирають, як правило, відповідно до схеми прикладання зовнішнього навантаження таким чином, щоб усі зосереджені сили від прогонів або плит покриття передавалися у вузлах ферм.

Спряження кроквяних ферм з колонами може бути шарнірним або жорстким. Жорстке спряження може бути здійснене тільки у фермах з паралельними поясами або трапецоїдних при їхньому примиканні до колон збоку. Жорстке поєднання ускладнює монтаж ферм і його використовують тільки тоді, коли воно сприяє економії сталі або коли шарнірне обпирання ферм не забезпечує необхідної горизонтальної жорсткості каркаса.

Обпирання кроквяних ферм на колони може здійснюватися в рівні нижніх або верхніх поясів ферм. Обпирання в рівні нижнього пояса завжди доцільне в будівлях, у яких необхідне влаштування поздовжніх та поперечних в'язей покриття, а також при жорсткому спряженні з колонами. Обпирання ферм у рівні верхнього пояса зручніше при монтажі, але не дозволяє виконувати вузол примикання ферми до колони жорстким.

Суцільні ригелі поперечних рам, як правило, жорстко приєднуються до колон. Опорний момент, що виникає в такому вузлі, зменшує згинальний момент у прольоті, внаслідок чого зменшуються розміри двотаврового перерізу ригеля.

У випадках, коли крок колон у будинках не збігається з кроком ригелів, у покриттях передбачають встановлення підкроквяних ферм по середніх і крайніх рядах. Уніфіковані підкроквяні ферми виконують з паралельними поясами або трикутними. Типи перерізів елементів підкроквяних ферм приймають такими ж, як і для кроквяних. Спряження кроквяних і підкроквяних ферм з паралельними поясами виконують таким чином, щоб їхні зовнішні грані знаходилися в одному рівні. Таке рішення забезпечує універсальність опорних вузлів кроквяних ферм, що обпираються на підкроквяні ферми і на колони.

Висота уніфікованих підкроквяних ферм по зовнішніх гранях поясів становить 3130 мм.

Ферми з поясами із широкополичних таврів, двотаврів і труб обпираються на підкроквяні ферми трикутного обрису. Підкроквяні ферми із замкнених гнutoзварних профілів мають висоту 1700 мм, а ригелі обпираються на їхні верхні пояси у вузлах.

Якщо крок колон по середніх рядах прийнятий 18 або 24 м, то використовують підкроквяні ферми висотою 3130 мм відповідних прольотів, а кроквяні ферми розташовують з кроком 6 або 12 м.

Для покриттів неопалюваних будівель з азбестоцементних листів розроблені уніфіковані схеми двосхилих та односхилих трикутних ферм прольотами 18 і 24 м. Верхні пояси виконуються з балкових двотаврів з паралельними гранями полиць, а решітка – розрідженою з парних кутиків. Двосхилі ферми використовуються в однопрольотних будівлях, а односхилі – в двопрольотних.

10.5. Конструкції покриття

Покриття виробничих будівель можуть вирішуватися з використанням прогонів або без них. При безпрогоновому рішенні безпосередньо по верхніх поясах ригелів укладаються великорозмірні залізобетонні ребристі плити, які виконують роль несучих елементів огорожувальних конструкцій і створюють жорсткий диск у площині покрівлі. Довжина плит відповідає кроку ферм і становить 6 або 12 м, а ширина, як правило, 3 м, що збігається з розмірами панелей верхнього пояса в більшості типів ферм. Плити шириною 1,5 м рекомендується використовувати як добірні у фермах з прольотами 21, 27 і 33 м. Висота поздовжніх ребер таких плит становить 300 мм при довжині 6 м і 300 або 400 мм при довжині 12 м. Маса плит змінюється від 150 кг/м^2 до 290 кг/м^2 залежно від розмірів плити і снігового району. Шви між плитами заповнюються

цементним розчином, а самі плити приварюються у трьох точках до ферм і є основою для покрівлі (рис. 10.10).

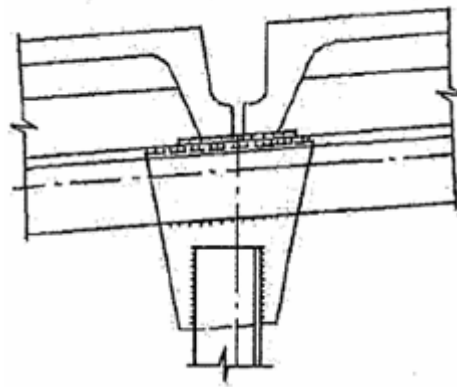


Рис. 10.10. Вузли обпирання на ферму залізобетонних плит

Для опалюваних і неопалюваних будівель основним типом ригелів при використанні залізобетонних плит є ферми з паралельними поясами і ухилом верхнього пояса $i = 1,5\%$. Покрівля виконується з рулонних або мастикових матеріалів. Слід зазначити, що сучасні мастикові покрівлі можуть застосовуватись і при крутіших ухилах - від 5 до 25 %.

В опалюваних будівлях рулонна покрівля складається, як правило, з захисного шару гравію товщиною до 25 мм, рулонного килима (3-4 шари руберойду, гідроізолю, ізолю тощо), вирівнювального шару, утеплювача та пароізоляції. Можуть також використовуватися шари мастики під шаром гравію або фарби (суспензія алюмінієвої пудри в гасі).

Теплоізоляцію покрівель відповідно до ДБН В.26-14-95 “Покриття будинків і споруд” слід виконувати з негорючих і важкогорючих матеріалів з міцністю на стиск не менш як $0,6 \text{ кгс/см}^2$ і густиною від 30 до 600 кг/м^3 . В неопалюваних будівлях або будівлях із надмірним виділенням тепла утеплювач відсутній, а стяжка товщиною 25 мм виконується безпосередньо по залізобетонних плитах.

Прогонні рішення ефективні лише при використанні легких настилів - сталевих, алюмінієвих, азбестоцементних. По наскрізних ригелях прогони, як

правило, розташовують з кроком, що дорівнює розміру панелі верхнього пояса ферм, найчастіше 3 м.

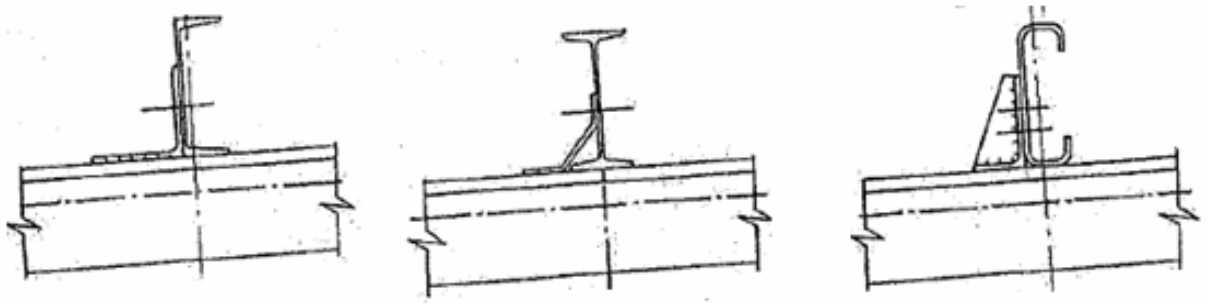


Рис. 10.11. Вузли обпирання на ферму сталевих прогонів і варіанти їхнього кріплення

При кроці ферм покриття 6 м прогони виконують з гарячекатаних або гнутих швелерів, рідше двотаврів (рис. 10.11). Можливе використання також замкнених гнутих профілів, які мають підвищену жорсткість при крученні та корозійну стійкість. При кроці ферм 12 м використання прогонів із гнутих профілів можливе тільки при умові їхньої сумісної роботи з профільованим настилом покрівлі за нерозрізною схемою в кліматичних умовах з відносно малим сніговим навантаженням.

У покрівлях, що мають значне навантаження від власної ваги і снігу, найчастіше використовують наскрізні прогони довжиною 12 м у вигляді легких ферм, схеми і поперечні перерізи яких бувають дуже різноманітними. Елементи таких прогонів виконують з гарячекатаних або гнутих профілів, а при невеликих навантаженнях - з сортової сталі круглої або квадратної форми.

Суцільні і наскрізні прогони, які розміщують у покриттях з ухилом до 2%, працюють, як звичайні балки, що сприймають вертикальні навантаження. При більших ухилах вони працюють на косий згин з крученням. У цих випадках найбільш раціональним перерізом є швелер, орієнтований кінцями полиць вгору по схилу, тому що при такому розташуванні лінія дії вертикального навантаження проходить поблизу його центра згину або навіть через нього. Це дозволяє при розрахунках нехтувати зусиллями кручення, а

вертикальне навантаження на прогін розкласти на дві складові - перпендикулярну до площини схилу покрівлі і таку, що діє в площині схилу.

Прогони служать опорами для несучого настилу покрівлі, для якого частіше використовують сталеві профільовані листи. Такі листи виготовляють з рулонної гарячеоцинкованої сталі з границею текучості не менш як 230 МПа із захисним лакофарбовим покриттям за ДСТУ Б В.2.6 - 95 „Профілі сталеві листові гнуті з трапецієподібними гофрами для будівництва. Технічні умови”. Несуча здатність профільованих листів залежить від матеріалу і товщини рулонної сталі, форми і висоти гофру. Профнастили виготовляються довжиною до 12 м і тому можуть використовуватися за дво-, три- і чотирипролітними нерозрізними схемами, а також за однопролітною розрізною.

Профільований настил, як правило, вкладається по прогонах, розташованих із кроком 3 м; якщо ферми розміщені через 4 м - то безпосередньо по верхніх поясах ферм. На ділянках снігових мішків крок прогонів може бути зменшений до 1,5 м. Настил з висотою гофра 114 мм може використовуватися при кроці ферм 6 м без прогонів при безпосередньому обпиранні на верхні пояси ферм.

Покриття на основі профільованих настилів бувають двох видів: пошарового складання та панелей заводського виготовлення. Покриття пошарового складання повністю монтують на об'єкті, послідовно укладаючи передбачені проектом елементи - сталевий настил, пароізоляцію, утеплювач, гідроізоляцію. При використанні сталевих профільованих настилів замість залізобетонних плит і рулонних матеріалів склад покриття та його ухил залишаються такими ж, як і при безпрогоновому рішенні, однак при цьому рекомендується використовувати ефективні утеплювачі з густиною до 300 кг/м³. Такими утеплювачами на сьогодні можуть бути рекомендовані мінераловатні або скловатні плити підвищеної жорсткості, які відповідають вимогам пожежної безпеки, а також пінополіуретан.

При ухилах покрівлі понад 5% верхній гідроізоляційний шар можна виконувати з профільованого настилу замість рулонного килима. Таке рішення є прогресивним, бо полегшує покрівлю, збільшує строк її служби і дає

можливість виконувати роботи незалежно від погодних умов (рис. 10.12). При таких конструктивних рішеннях гофри верхнього листа завжди повинні бути розташовані у напрямку ухилу покрівлі для забезпечення водовідведення.

З'єднання профільованих листів між собою у жорсткий диск у напрямку вдовж гофрів здійснюють за допомогою комбінованих заклепок, які дозволяють виконувати роботи з однієї сторони листів. Стикування листів у поздовжньому напрямку здійснюється на опорах - несучих елементах (прогонах, фермах). До них настили рекомендується прикріплювати самонарізними болтами довжиною 25...60 мм з кроком через один гофр.

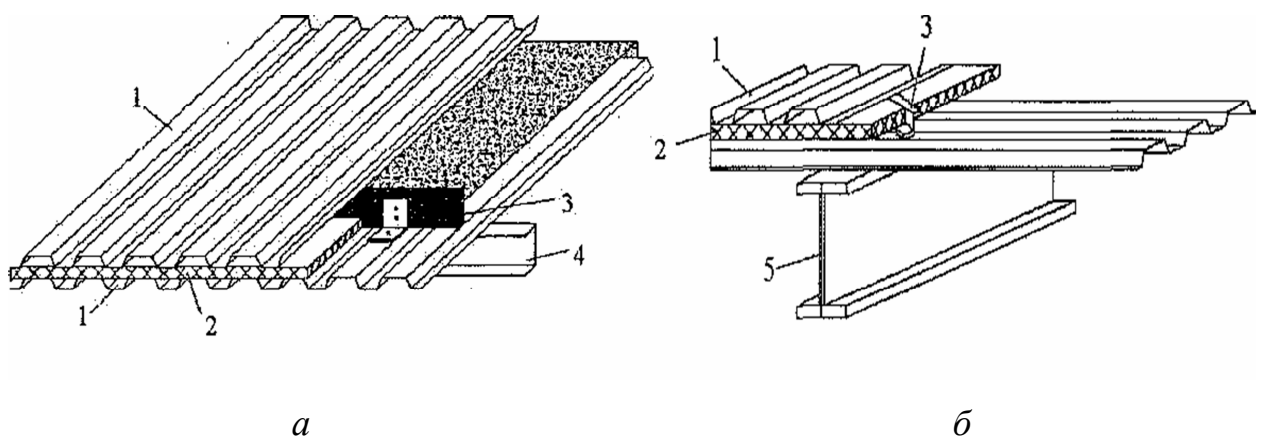


Рис. 10.12. Покрівля з подвійного профнастилу: *а* - по прогонах; *б* - по ригелях рами; 1 - профнастил; 2 - утеплювач; 3 - прокладки з деревини чи полімеру; 4 - прогон; 5 - ригель рами

У теплих покрівлях сталеві профільовані настили можуть використовуватись також у вигляді тришарових панелей, що підвищує їхню заводську готовність, спрощує монтаж і поліпшує якість покриття.

Тришарові безкаркасні панелі складаються з двох зовнішніх обшивок з профнастилу і розміщеного між ними шару утеплювача. Тут зазвичай застосовують легкі ефективні утеплювачі, такі як спінений поліуретан або мінераловатні плити, приклеєні по всій площі до зовнішніх оболонок. Усі три складові таких панелей працюють сумісно, що забезпечує досить високу їхню несучу здатність, яка, як правило, гарантується заводами-виробниками з урахуванням схеми роботи.

Теплопровідність, яку має шар пінополіуретану завтовшки 40 мм, відповідає теплопровідності шару цегли завтовшки 500...700 мм, шару газосилікату завтовшки 550 мм або пористого бетону завтовшки 400 мм. Теплопровідність мінеральної вати приблизно вдвічі вища. Залежно від теплотехнічних властивостей утеплювача і розрахункової температури району будівництва застосовують утеплювач завтовшки від 40 мм до 150 мм.

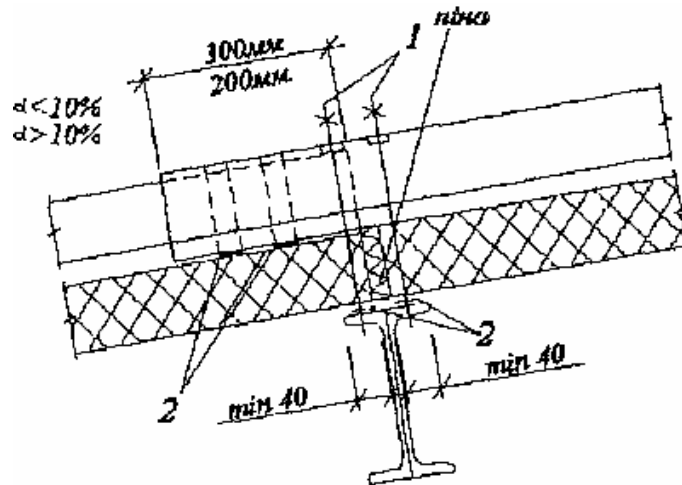


Рис. 10.13. Стик тришарових панелей: 1 - самонарізний гвинт з ущільнювальною шайбою; 2 - ущільнювальна стрічка

Безкаркасні панелі типу „сэндвіч” випускаються довжиною до 12... 14 м і вкладаються по прогонах, розташованих з кроком до 4 м у покрівлях з ухилом не менш як 5%. Панелі прикріплюються до прогонів за допомогою довгих самонарізних гвинтів, а герметизацію поздовжніх стиків виконують за допомогою клейкої гумової стрічки (рис. 10.13). Маса панелей становить 1,3...40 кг/м² і підбирається за каталогами заводів-виробників. Довжину панелей рекомендується обирати таким чином, щоб уникнути поперечних стиків.

Каркасні панелі заводського виготовлення можуть бути дво- і тришаровими. Найбільшого поширення набули двошарові панелі довжиною 12 м і шириною 3 м (1,5 м в разі необхідності). Каркас панелей складається з поздовжніх несучих ребер висотою 400 мм (прокатний швелер або гнутий С-

подібний профіль) і прикріплених до них з кроком 1,5 м поперечних ребер з кутиків або швелерів, по яких укладається сталевий профільований лист.

Каркасні панелі можуть використовуватися як несучі плити для подальшого влаштування покрівлі за проектом. Однак для підвищення заводської готовності та зменшення трудомісткості монтажу такі панелі можуть випускатися у вигляді комплексних плит, до складу яких входить утеплювач із мінераловатних плит, наклеєний на пароізоляцію і закритий зверху одним шаром наклеєного руберойду. Після монтажу комплексних панелей додатково наклеюють 4 - 5 шарів руберойду і влаштовують гравійний захист.

В неутеплених покрівлях настили виконують несучі й огорожувальні функції. Холодні покрівлі виконують з використанням як сталевих профільованих настилу, так і хвилястих азбестоцементних, сталевих або алюмінієвих листів, які розміщуються по прогонах, розташованих з кроком 1,25...1,5 м.

Хвилясті азбестоцементні листи підсиленого профілю обпираються на три прогони з напуском по довжині на 25...30 см і по ширині на півхвилі. Щоб запобігти затіканню води у стиках, ухил покрівлі призначають не менш як 1:5. Маса азбестоцементних листів становить близько 20 кг/м².

Сталеві хвилясті листи виготовляють з холоднокатаної сталі товщиною 0,5...1,0 мм та висотою хвилі 30 і 35 мм. Маса цих листів становить 20...25 кг/м². Такі листи для збільшення корозійної стійкості крім цинкового покриття потребують ще й додаткового фарбування, особливо в місцях встановлення болтів для його кріплення до прогонів.

Алюмінієві хвилясті листи мають вищу корозійну стійкість і випускаються товщиною 0,6...1,2 мм з масою 5...7 кг/м². Однак при цьому поверхні контакту алюмінію зі сталлю (прогонами) необхідно захищати спеціальними грунтами для запобігання виникненню електрохімічної корозії або використовувати ізолюючі прокладки. Сталеві металеві вироби для кріплення алюмінієвих листів також повинні бути захищені шаром цинку або кадмію.

Ухил покрівлі для хвилястих сталевих і алюмінієвих листів призначається не менш як 1:6. Усі хвилясті листи прикріплюють до прогонів сталевими

скобами, клямерами або болтами з гаками на кінцях, а під гайки підкладають гумові шайби (рис. 10.14, *а*).

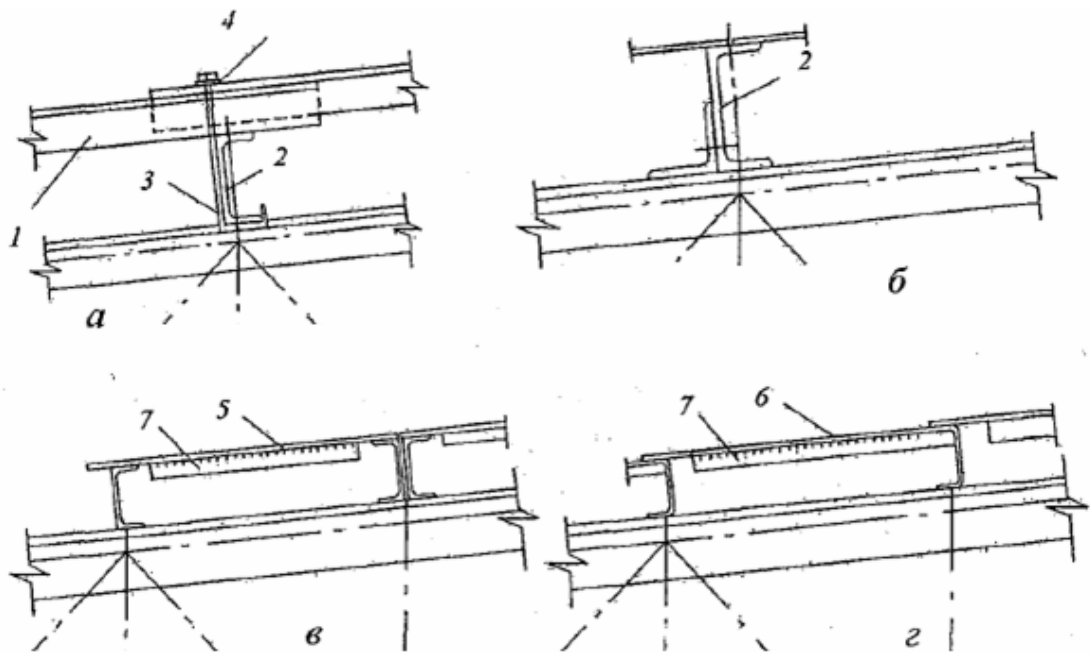


Рис. 10.14. Вузли холодних покрівель:

а - кріплення азбестоцементних листів до прогонів; *б* — кріплення плоских листів до прогонів; *в, г* - панелі для холодних покрівель; 1 - хвилястий лист; 2 - прогін; 3 - гак для кріплення настилу; 4 - гумова шайба; 5 - сталевий лист $t = 3 \dots 4$ мм; 6 - гнутий лист $t = 3 \dots 4$ мм; 7 - ребра жорсткості $t = 4 \dots 6$ мм

У будівлях з підвищеним виділенням тепла холодні покрівлі можуть бути виконані з плоских сталевих листів товщиною 3...4 мм. Такі листи або вкладаються по прогонах і зварюються суцільними стиковими швами (рис. 10.14, *б*), або входять до складу панелей покриття і також зварюються суцільними швами після монтажу панелей (рис. 10.14, *в*). Внаслідок повної герметичності швів ухил покрівлі приймається $1/8 \dots 1/12$.

10.6. Огороджувальні конструкції

У сучасних промислових будівлях стіни виконуються з навісних панелей. За призначенням стінові панелі підрозділяються на дві групи: для використання

в неопалюваних та опалюваних будівлях. Вони відрізняються теплоізоляційними властивостями, а за матеріалом можуть бути бетонними (залізобетонними), металевими та з азбестоцементних листів.

Бетонні панелі для неопалюваних будівель виготовляються з важкого залізобетону або легких бетонів (перлітобетону, керамзитобетону тощо). З метою зменшення власної ваги конструкцій стінове огородження неопалюваних будівель доцільно виконувати з азбестоцементних листів підсиленого профілю або сталевих профільованих листів. Азбестоцементні листи прикріплюють до ригелів фахверка, які розташовують з кроком 1,3 м, за допомогою гаків з гайками (рис. 10.15, *а*).

Стінове огородження із сталевих профільованих листів прикріплюють до прогонів самонарізними болтами (рис. 10.15, *б*). Крок ригелів залежить від типу профнастилів та вітрового району будівництва і становить 2,4...4 м. На відміну від стін з бетонних панелей у металевих стінах найчастіше використовують вертикальне розташування елементів обшивки з метою зменшення кількості та скорочення довжини горизонтальних стиків у зв'язку зі складністю забезпечення їхньої герметичності. Проте для деяких типів панелей, зокрема каркасного типу, може бути і горизонтальне розташування.

При вертикальному розташуванні панелей стрічкове скління передбачають, як правило, в одному ярусі безпосередньо над цоколем, хоча, зрозуміло, допускаються і винятки. Легке стінове огородження влаштовують від верху цокольної частини висотою 0,9...1,2 м (яка може бути виконана з бетонних панелей або цегли, що менше пошкоджуються при випадкових ударах) до низу віконних прорізів (при їх розташуванні вище цоколя) або до верху парапету (для глухих стін).

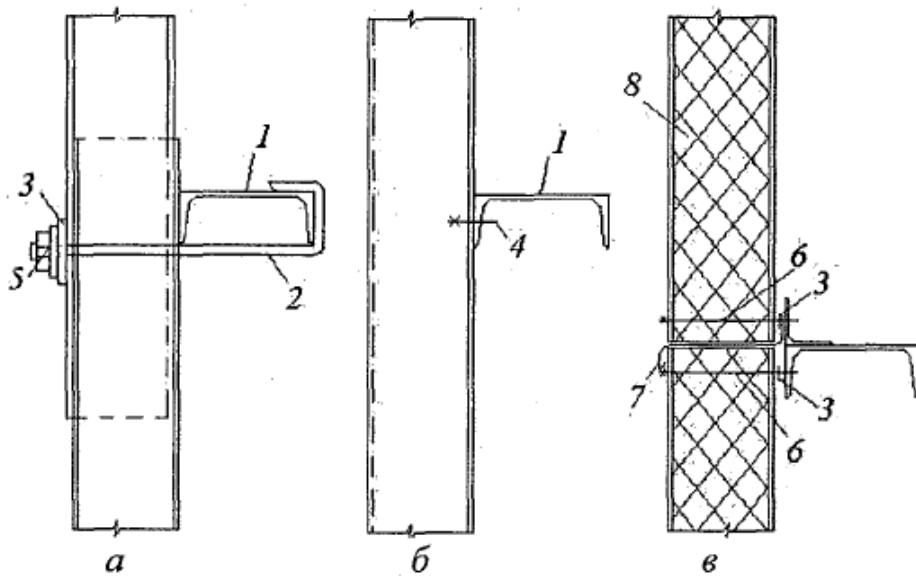


Рис. 10.15. Кріплення легкого стінового огородження до ригелів фахверка: *а* - з азбестоцементних листів; *б* - із сталевого профільованого настилу; *в* - із тришарових панелей ; 1 – ригель фахверка; 2 – гак з прутка Ø 12 мм; 3 – гідроізолювальна прокладка; 4 – короткий самонарізний гвинт; 5 – гайка; 6 – довгий самонарізний гвинт; 7 – гнутий профіль; 8 – утеплювач

Як і покрівля, стінове огородження або виконується пошаровим складанням на монтажі, або виготовляється на заводі у вигляді тришарових панелей з ефективним утеплювачем. Безкаркасні тришарові стінові панелі за конструкцією аналогічні панелям, що використовуються для покрівлі. Довжина панелей від 2,4 до 12 м (кратна 0,6 м), ширина до 1 м і товщина 150 мм залежно від утеплювача та району будівництва. Велика довжина панелі дозволяє зменшити кількість поперечних стиків і навіть обійтися без них.

Для стінових панелей використовується стіновий профільований настил з меншою висотою гофра і товщиною листа порівняно з профнастилом для покрівлі. Стінові панелі можуть мати як однакові за профілем внутрішні та зовнішні листи обшивки, так і різні. Маса їх залежно від марки профільованого настилу, товщини і типу утеплювача становить 12...20 кг/м².

Стіни пошарового складання виконуються у процесі монтажу, який полягає в послідовному утворенні шарів обшивок і розташованого між ними

утеплювача. Можливі три варіанти конструктивного рішення стінового огороження такого типу (рис. 10.16):

- зовнішня гофрована обшивка, середній шар плитного утеплювача і внутрішня гофрована обшивка розташовані з зовнішньої сторони ригеля фахверка (рис. 10.16, а);
- зовнішня гофрована обшивка і утеплювач розташовані з зовнішньої сторони ригеля, а внутрішня обшивка - зсередини будівлі (рис. 10.16, б);
- з зовнішньої сторони ригеля розташована тільки зовнішня обшивка, а утеплювач і внутрішня обшивка прикріплюються до ригеля зсередини будівлі (рис. 10.16, в).

З точки зору зручності монтажу остання конструкція стінового огороження найбільш раціональна, особливо при зведенні в зимових умовах. Це пояснюється тим, що з зовнішньої сторони будівлі ведуться роботи тільки з закріплення зовнішньої обшивки, а більшість робіт з монтажу утеплювача і внутрішньої обшивки виконується вже у закритому приміщенні.

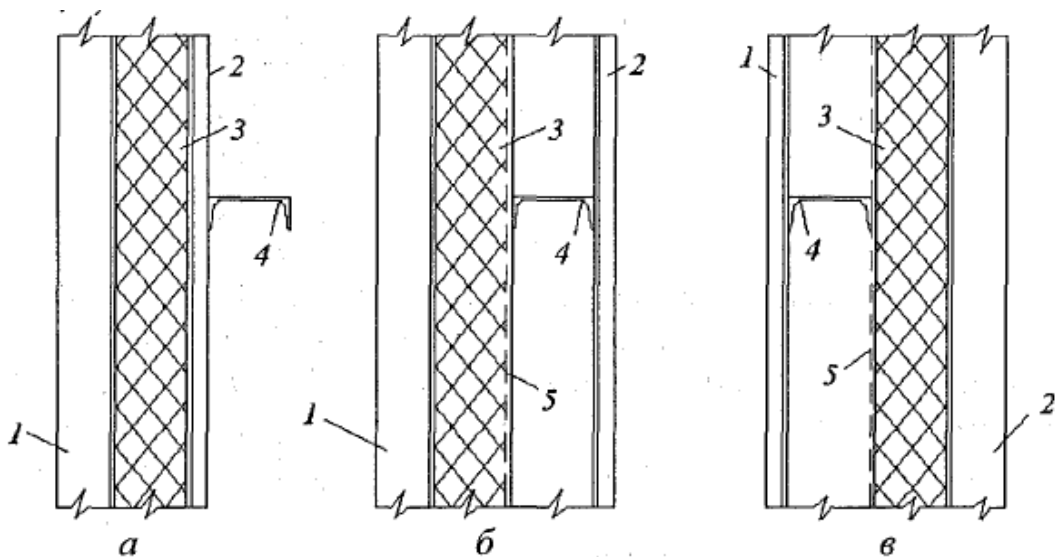


Рис. 10.16. Конструкції утеплених стін із пошаровим монтажем: 1,2 — відповідно зовнішня і внутрішня обшивки; 3 - утеплювач; 4 - ригель фахверка; 5 - монтажна сітка

Як утеплювач використовуються напівжорсткі та жорсткі мінераловатні плити, а також плити з пінополіуретану. При використанні мінераловатних

плит на синтетичній основі необхідно вживати конструктивних заходів проти їх можливого осідання. Можливе використання й інших утеплювачів, таких як рулонні скловатні мати. З внутрішньої сторони будівлі завжди використовується профільований настил з меншою висотою гофра, ніж із зовнішньої.

Конструкції стін, що складаються на монтажі, не відзначаються високою індустріальністю, і їх зведення вимагає значних витрат часу.

На відміну від стін пошарового монтажу використання стінових металевих каркасних панелей дозволяє покращити якість огороження, скоротити строки і трудомісткість монтажних робіт. Такі панелі складаються із зварної рами (вертикальні стояки та горизонтальні ригелі) і прикріпленої до неї зовнішньої та внутрішньої обшивок, між якими знаходиться утеплювач (найчастіше мінераловатні плити).

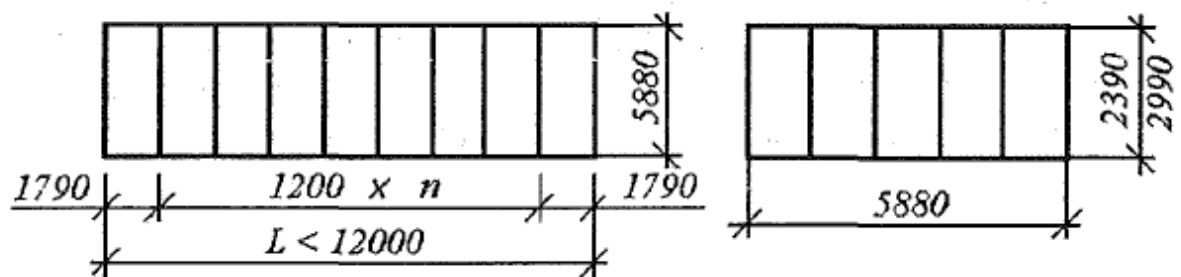


Рис. 10.17. Схеми каркасів стінових панелей

Ширина основних панелей для стін становить 6 м, а висота від 2,4 до 6 м (рис. 10.17). Панелі на будівельному майданчику складають з елементів заводського виготовлення і встановлюють на опорні столики, приварені до колони, або на цоколь.

10.7. Системи в'язей

За допомогою в'язей плоскі поперечні рами каркасів об'єднують в єдину просторову систему, здатну сприймати навантаження різних напрямків, що діють на будівлю, і передавати їх на фундаменти.

У сталевих каркасах розрізняють в'язі по покриттю, ліхтарях і колонах (основних та фахверкових). Схеми в'язей призначають залежно від генеральних розмірів будівлі, кроку колон, виду і групи режимів роботи кранів, а також

особливостей конструктивних рішень (конструкції покриття, схеми ферм тощо).

В'язі працюють сумісно з іншими конструктивними елементами каркаса і виконують такі функції:

- забезпечення геометричної незмінюваності каркаса;
- забезпечення просторової роботи каркаса при дії локальних поперечних навантажень;
- сприйняття горизонтальних поздовжніх навантажень на каркас (від вітру на торець будівлі, поздовжнього гальмування кранів) і передача їх на фундаменти;
- забезпечення стійкості стиснутих елементів каркаса за рахунок зменшення їхніх розрахункових довжин;
- забезпечення закріплення конструкцій у процесі монтажу.

В'язі по покриттю. В'язі по покриттю підрозділяють на горизонтальні поперечні і поздовжні та вертикальні.

Поперечні горизонтальні в'язі необхідно передбачати в рівні верхнього або нижнього поясів кроквяних ферм у кожному прольоті будівлі по торцях температурних блоків. У місцях розташування горизонтальних поперечних в'язей необхідно також передбачати вертикальні в'язі між фермами. За допомогою поперечних горизонтальних і вертикальних в'язей, що з'єднують між собою дві суміжні кроквяні ферми, утворюються жорсткі просторові блоки, до яких приєднуються ригелі проміжних рам. Такі блоки обов'язково розміщують у торцях будівлі або температурного відсіку, а при їхній довжині понад 144 м - і на проміжних ділянках з кроком не більш як 72 м (рис.10.18) .

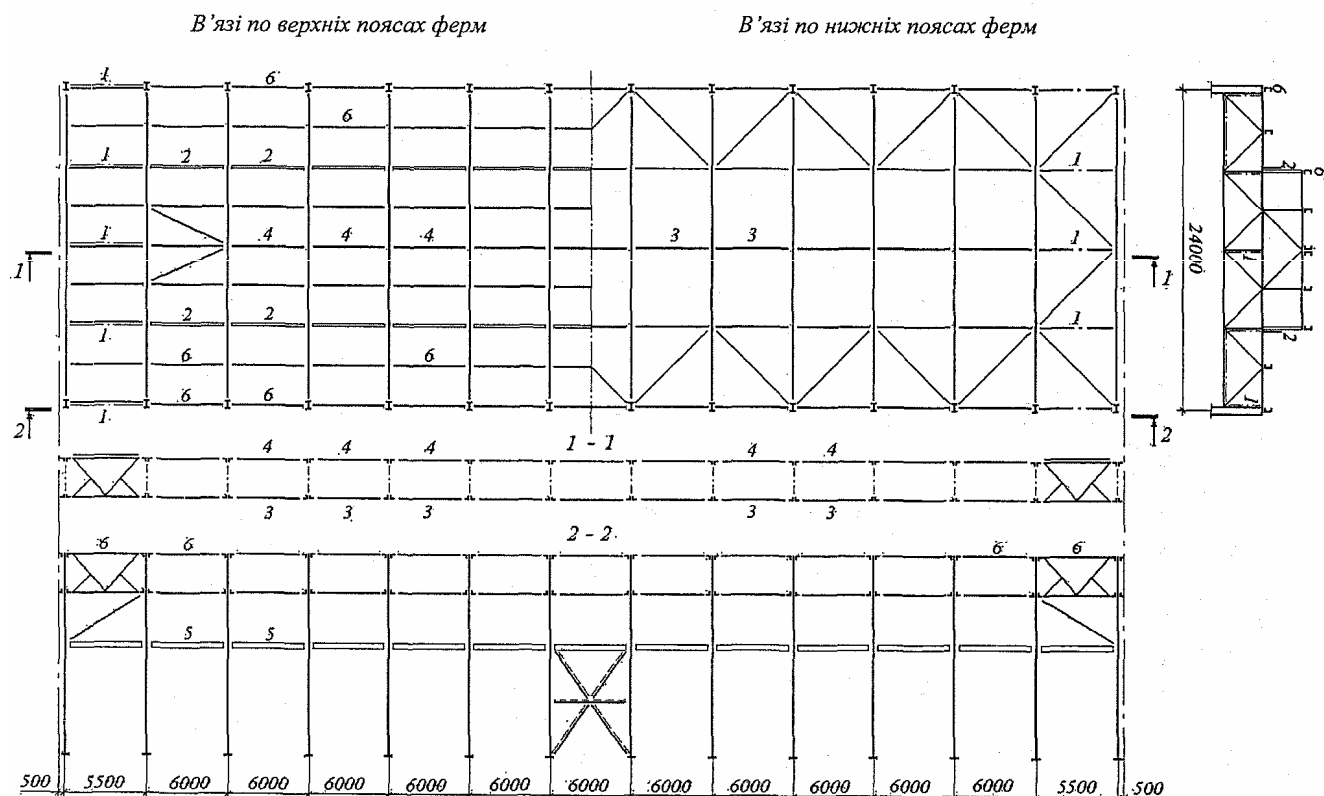


Рис. 10.18. Схема в'язей каркаса при прогонному рішенні:

1 – вериткальні в'язі; 2 – ліхтарна панель; 3 – розтяжка; 4 – розпірка; 5 – підкранова балка; 6 – прогони

При відсутності кроквяної ферми в торці будівлі поперечні в'язі встановлюють між першими двома фермами, передаючи горизонтальні навантаження від торця на жорсткий блок спеціальними розпірками.

Вертикальні в'язі між фермами в жорсткому блоці розміщують по його торцях, а також по гребеню покрівлі та під зовнішніми стояками ліхтарів. їх проектують як окремі відправні елементи у вигляді ферм, схеми яких залежать від прольоту (6 або 12 м) і конструкції прогонів покриття.

При наявності жорсткого диска покриття горизонтальні поперечні в'язі розміщують тільки в рівні нижніх поясів ферм, що входять до складу жорсткого блока, але при цьому передбачають інвентарні тимчасові в'язі в рівні верхніх поясів для вивірення конструкцій і забезпечення їхньої стійкості під час монтажу. Вертикальні в'язі в цьому разі розміщують з кроком 6 м поперек прольоту.

У будівлях з підвісними кранами вертикальні в'язі доцільно розташовувати в площинах підвіски кранових колій.

Проміжні ригелі (кроквяні ферми) з'єднують із жорстким просторовим блоком, використовуючи для цього розпірки та розтяжки. У рівні нижніх поясів розпірки розташовують по осях колон, а розтяжки - в середній частині прольоту для зменшення гнучкості розтягнутих поясів з площини рами. Як правило, при прольотах 24...36 м вистачає однієї розтяжки, яку розміщують у площині вертикальної в'язі в середині прольоту або найближчої до середини.

Несучі елементи покрівлі — прогони або ребра залізобетонних плит, а також балки ліхтарних панелей - виконують роль горизонтальних в'язей (розпірок) у рівні верхніх поясів кроквяних конструкцій. У цьому ж рівні додатково розташовують горизонтальні поперечні в'язі в торцях ліхтарів і розпірки в межах ліхтарів, а також розпірки вздовж рядів колон у покриттях із застосуванням залізобетонних плит. У безліхтарних будівлях розпірки завжди встановлюють у середині прольоту - в площині розташування вертикальної в'язі.

Поздовжні горизонтальні в'язі в площині нижніх поясів кроквяних ферм слід передбачати в будівлях із кранами груп режимів роботи 6К - 8К, в покриттях із підкроквяними фермами, в одно- і двопролітних будівлях - з мостовими кранами вантажопідйомністю 10 т і більше, а при позначці низу кроквяних конструкцій понад 18м- незалежно від вантажопідйомності кранів. Поздовжні в'язі розміщуються на ширині, що дорівнює довжині опорної панелі нижнього пояса кроквяної ферми. У будівлях із кількістю прольотів до трьох поздовжні в'язі розміщують вздовж крайніх рядів колон, а при кількості прольотів більше трьох ці в'язі слід розміщувати також вздовж середніх рядів колон не рідше як через проліт у будівлях із кранами груп режимів роботи 6К - 8К і через два прольоти - в інших будівлях.

Як елементи горизонтальних і вертикальних в'язей можуть бути використані й наскрізні прогони. Це характерно для суцільностінчастих ригелів, висота яких занадто мала для влаштування вертикальних в'язей у вигляді ферм.

Поздовжні горизонтальні в'язі по нижніх поясах ферм забезпечують сумісну роботу плоских рам при горизонтальних навантаженнях, у першу чергу при навантаженні від поперечного гальмування візків кранів із вантажем.

При конструюванні в'язей керуються наступними правилами:

- кути нахилу осей в'язевих елементів приймають не менш як 30° , тому що при менших кутах ускладнюється конструювання вузлів їхнього спряження між собою і з елементами каркаса;
- довжина кожного в'язевого елемента не повинна перевищувати 12 м, при більшій довжині слід перевіряти прогин елемента і передбачати заходи щодо запобігання його провисанню;
- осі елементів в'язей центрують на центри вузлів наскрізних несучих конструкцій, проте допускається й деяке розцентрування в межах 300 мм;
- в'язі закріплюють безпосередньо до елементів несучих конструкцій без фасонки.

Монтажні кріплення в'язей до несучих конструкцій, як правило, здійснюють на болтах. Горизонтальні в'язі по нижніх поясах ферм у будівлях з мостовими кранами, режим експлуатації яких відповідає групі 8К, закріплюють зварюванням або високоміцними болтами. В'язі по верхніх поясах не повинні виступати вище пояса, щоб не заважати розміщенню несучих елементів покрівлі. Якщо в'язь проектує з кутиків, то площину їхніх горизонтальних полиць суміщують з рівнем горизонтального пояса, а вертикальні полиці спрямовують всередину габариту кроквяної конструкції.

В'язі по колонах. Вертикальні в'язі між колонами забезпечують геометричну незмінюваність і жорсткість каркаса в поздовжньому напрямку та беруть участь у передачі зусиль від вітрового навантаження, що діє на торець будівлі, і поздовжнього гальмування мостових кранів на фундаменти. Їх встановлюють по всіх поздовжніх координаційних осях будівлі і, як правило, між одними й тими самими поперечними осями.

У безкранових будівлях та будівлях, обладнаних підвісними кранами, вертикальні в'язі розміщуються від рівня чистої підлоги до опорного вузла ригеля покриття (рис.10.19, а). У будівлях з мостовими опорними кранами в'язі

між колонами розміщують у двох ярусах - вище та нижче підкранових балок (рис.10.19, б).

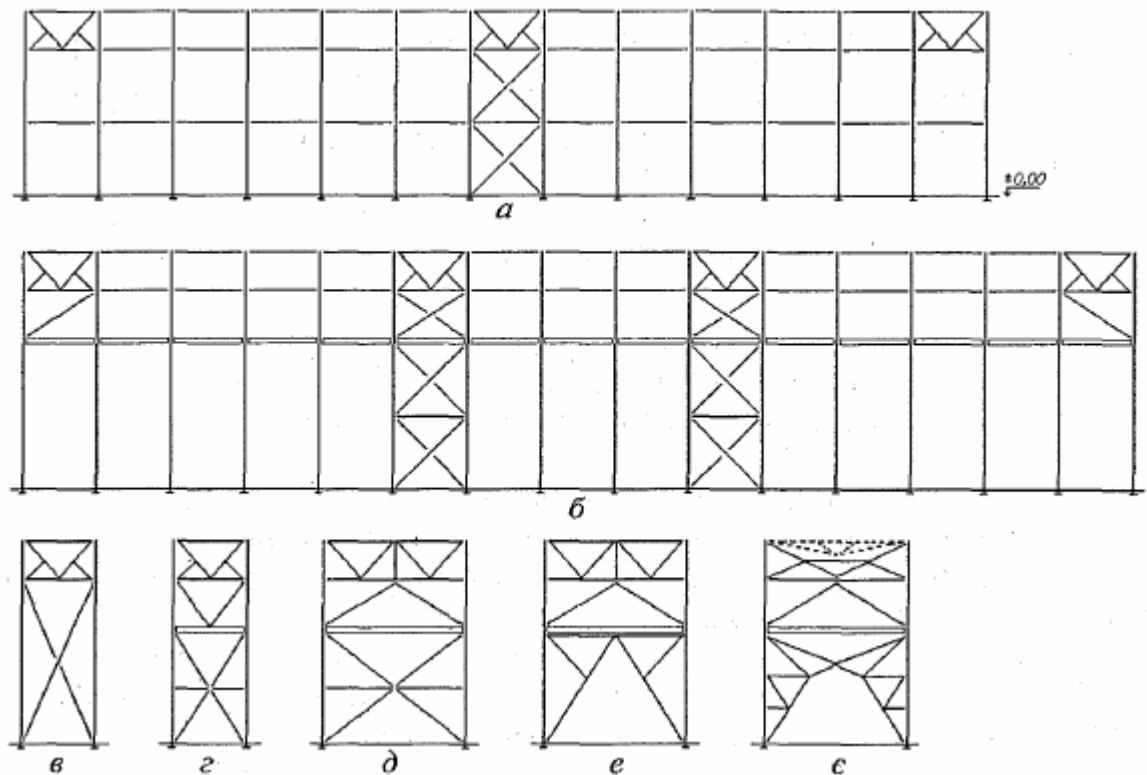


Рис. 10.19. Схема вертикальних в'язей по колонам:

a – у безкранових каркасах і з підвісними кранами; *б* – з мостовими кранами; *в,г,д,е,є* – схеми в'язей

В'язі верхнього ярусу встановлюють між тими колонами, де розташовані жорсткі просторові блоки покриття: в торцях будівлі або температурних відсіків, а також на проміжних ділянках при довжині будівлі понад 144 м.

В'язі нижнього ярусу розміщують у середній частині будівлі або температурного відсіку, об'єднуючи ними дві (рідше три, якщо вимагає розрахунок) суміжні колони. У місцях встановлення вертикальних в'язей нижнього ярусу в рівні верхніх поясів підкранових конструкцій завжди передбачають гальмівні балки зі стінкою із суцільного листа незалежно від ширини гальмівної конструкції. На інших ділянках гальмівні конструкції можуть виконуватися наскрізними. Вертикальні в'язі першого і другого ярусу разом з колонами, підкрановою і гальмівною балками, а також розпірками

покриття утворюють вертикальний жорсткий диск, до якого приєднуються інші колони за допомогою поздовжніх елементів.

При великій відстані від вертикальних в'язей до крайніх колон останні можуть мати значні переміщення у поздовжньому напрямку, обумовлені температурними деформаціями, а також внаслідок піддатливості кріплень поздовжніх елементів до колон. В табл.10.1 наведено граничні відстані від торця будівлі до осі вертикальних в'язей (жорсткого диска) залежно від характеристики будівлі й розрахункових температур зовнішнього повітря.

Таблиця 10.1

Граничні відстані між вертикальними в'язями по колонах

Характеристика будівель	Розрахункова зимова температура зовнішнього повітря	Відстань, м	
		від торця будівлі до осі найближчої вертикальної	між осями вертикальних в'язей в одному блоці
Опалювані	$\geq -40^{\circ}\text{C}$	90	50
Неопалювані і гарячі		75	
Опалювані	$< -40^{\circ}\text{C}$	60	40
Неопалювані і гарячі		50	

У довгих будівлях вертикальні в'язі встановлюються у двох панелях, які зміщуються до середини температурних блоків. Це пов'язано з необхідністю забезпечення вільних поздовжніх деформацій каркаса при перепаді температур.

Вертикальні в'язі komponують залежно від висоти будівлі та кроку колон, а також необхідності влаштування проходу або проїзду між колонами по середніх рядах. Найбільшого поширення набула хрестова система в'язей. Враховуючи, що раціональний кут нахилу елементів в'язей до горизонту становить $35\ldots 55^{\circ}$, при кроці колон 6 м і висоті підкранової частини до 8,5 м в'язі виконують з двох пар перехресних розкосів, при більшій висоті - з

чотирьох або шести пар. Для зменшення довжин елементів хрестової решітки можна передбачити розпірку, що проходить крізь центральний вузол. При значній висоті підкранової частини колони для їхньої розв'язки з площини рам можливе розміщення розпірок по довжині будівлі або температурного відсіку. Необхідність у них встановлюється при перевірці стійкості нижньої частини колони з площини поперечної рами.

В'язі верхнього ярусу також проектують з хрестовою решіткою, якщо висота надкранової частини колони дозволяє забезпечити раціональний кут нахилу в'язевих елементів. При обмеженій висоті використовують V- або д-подібні схеми. У торцях будівлі для забезпечення свободи температурних деформацій можливо встановити тільки один розкіс, який працює тільки на розтяг від навантажень, що діють вздовж будівлі.

10.8. Компонування каркасів

Для забезпечення однотипності параметрів каркасів, можливості використання типових елементів при розробленні проектів виробничих будівель доцільно дотримуватись вимог ГОСТ 23838-89 "Здания предприятий. Параметры" і СНиП 31-03-2001 "Производственные здания" щодо кроку колон, прольоту будівель та висоти приміщень.

Для спрощення конструктивної форми одноповерхові будівлі рекомендується проектувати, як правило, з паралельно розташованими прольотами, які мають однакову ширину і висоту. Будівлі з прольотами у двох взаємно перпендикулярних напрямках, а також різної висоти та ширини допускається проектувати тільки тоді, коли це обумовлено технологічним процесом. Перепади висот 1,2 м і менше між прольотами одного напрямку не рекомендуються, бо це призводить до збільшення трудомісткості виготовлення конструкцій і снігового навантаження внаслідок утворення снігових мішків.

При великій довжині й ширині будівель в елементах каркаса можуть виникати зусилля, обумовлені деформаціями внаслідок перепаду температур,

що може привести до пошкоджень несучих конструкцій. Для зменшення температурних впливів каркас будівлі розчленовують температурними швами на окремі температурні блоки.

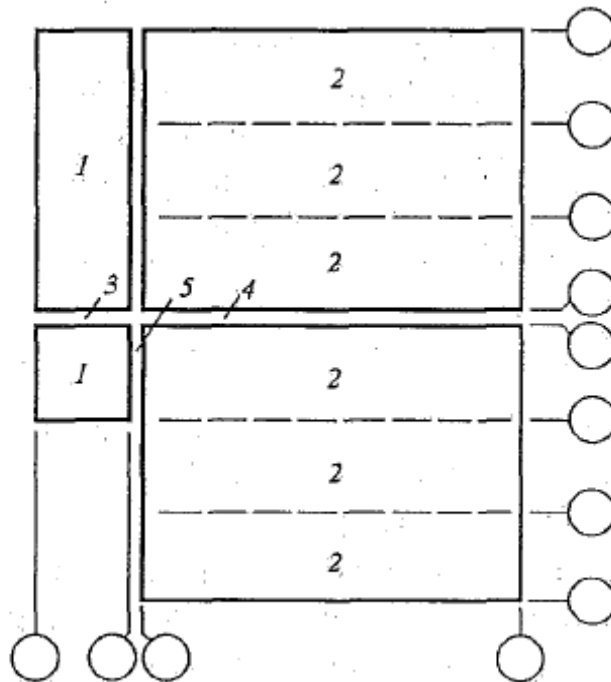


Рис. 10.20. Схема розміщення температурних швів у будівлі: 1 – перпендикулярні прольоти; 2 – паралельні прольоти 3 – поперечний шов; 4 – поперечний шов; 5 – шов примикання перпендикулярних прольотів

Температурні шви і перепади висот здійснюють, як правило, на парних колонах, що дозволяє ізолювати елементи каркаса одного температурного блока від іншого.

Прив'язка крайніх колон до поздовжніх осей а залежить від кроку колон, наявності й типу вантажопідйомного обладнання, вантажопідйомності та групи режимів роботи кранів. Поздовжня координаційна вісь може бути або суміщена із зовнішньою гранню колони ($a = 0$), або зміщена із зовнішньої грані на $a = 250$ чи 500 мм (рис 10.21, а, б).

Нульову прив'язку ($a = 0$) приймають, як правило, в однопролітних безкранових будівлях і при кранах вантажопідйомністю до 30 т при кроці колон 6 м та висоті до низу кроквяних конструкцій до 18 м. Прив'язку колон $a = 500$ мм приймають перш за все в будівлях, обладнаних вантажопідйомними

кранами груп режимів роботи 7К і 8К при влаштуванні проходу в тілі колони, а також у досить високих будівлях із кранами великої вантажопідйомності (100 т і більше). В інших випадках приймають прив'язку $a = 250$ мм.

Прив'язка до поперечних координатних осей колон крайніх і середніх рядів повинна відповідати вказаній на рис. 10.21, в або залежно від конструктивного рішення торцевого фахверка.

Прив'язка колон середніх рядів до поперечних координаційних осей (крім колон у торцях будівель, біля температурних швів та перепадів висот) і до поздовжніх осей повинна відповідати вказаній на рис. 2.10, д. У будівлях із мостовими кранами при наявності проходів вздовж кранових колій з одного боку колон середнього ряду прив'язку до координаційних осей приймають по перерізу їхніх підкранових частин. При цьому переріз верхньої частини колони допускається зміщувати відносно поздовжньої координаційної осі.

Прив'язка внутрішніх граней зовнішніх стін до поздовжніх осей дорівнює сумі прив'язок зовнішньої грані колон a та зазору e , а до поперечних - зазору e , де e визначається конструкцією кріплення стін (рис. 10.21, а – г).

Геометричні осі парних колон у місцях розташування поперечних температурних швів зміщуються відносно осі рами на 500 мм (рис. 10.21, е). При необхідності у шві можна передбачати дві поперечні осі зі вставкою між ними шириною s , кратною 50 мм, але, як правило, $s = 0$.

При організації поздовжнього температурного шва в будівлях без перепаду висот суміжних прольотів передбачають дві осі зі вставкою між ними розміром s , а прив'язку колон a до цих осей приймають, як для колон крайніх рядів (рис. 10.21, є). Розмір вставки дорівнює сумі розмірів прив'язок колон a до поздовжніх осей та відстані між гранями колон, яка приймається такою, що дорівнює 500 мм або більшою, кратною 250 мм.

Викладені правила прив'язки колон до координаційних осей поширюються на всі каркасні будівлі незалежно від типу каркасів і матеріалу основних несучих елементів.

Відповідно до вимог уніфікації прольоти будівель (відстані між колонами в поперечному напрямку) призначаються кратними 6 м, для виробничих

будівель $L = 18, 24, 30, 36$ м і більше. При відповідному техніко-економічному обґрунтуванні можуть бути використані прольоти, кратні 3 м (тобто $L = 15, 21, 27, 33$ м і т. д.). Уніфікований крок колон крайніх рядів у поздовжньому напрямку B також приймається кратним 6 м і становить 6 або 12 м.

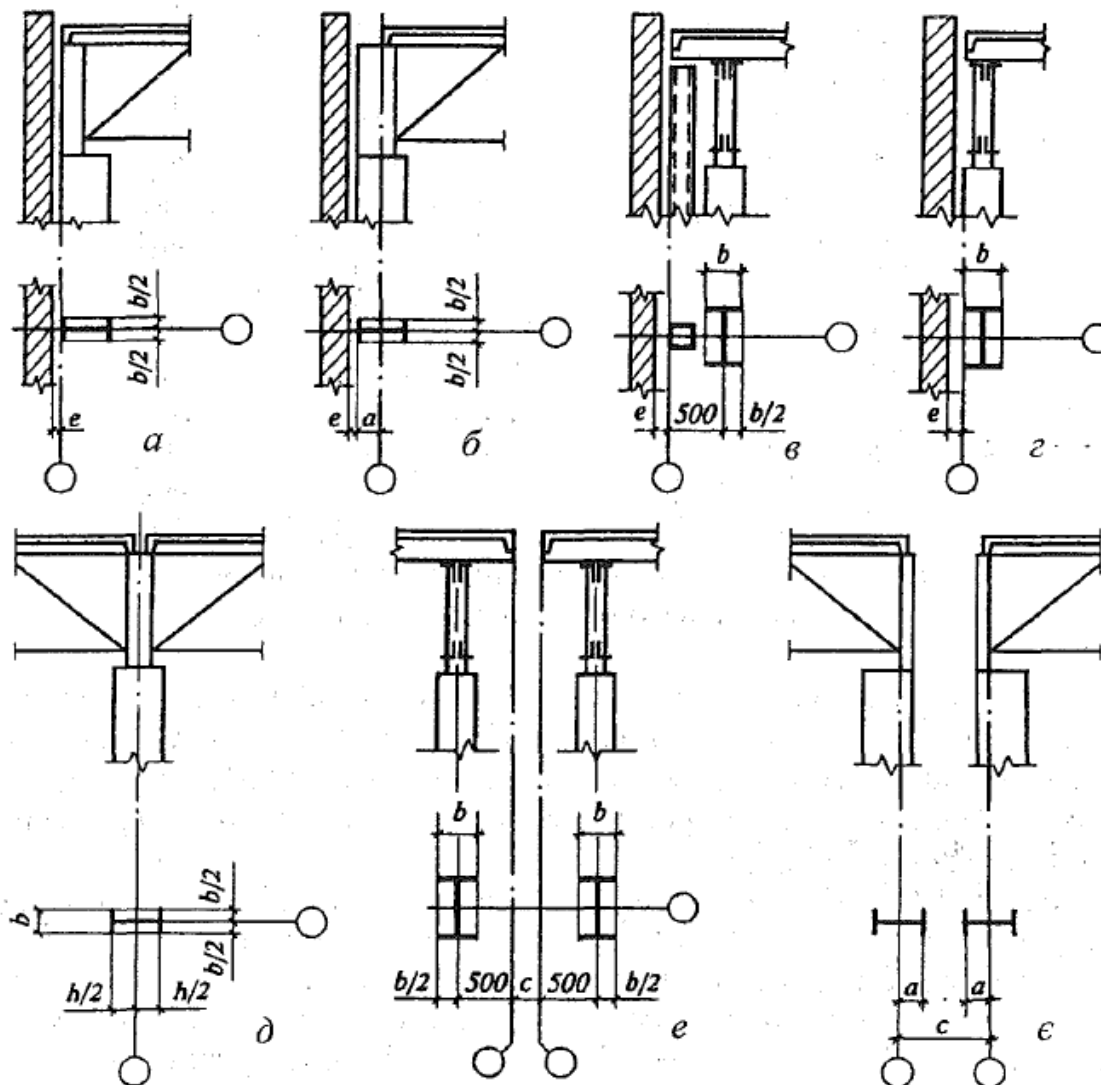


Рис. 10.21. Прив'язки колон до координаційних осей: $a, б$ - крайніх рядів; $в, г$ - в торці будівлі; $д$ - середніх рядів; e - поперечних температурних швів; $є$ - у місцях розташування поздовжніх температурних швів

При індивідуальному проектуванні вищевказані вимоги можуть не виконуватись і габарити поперечних рам будівель при техніко-економічному обґрунтуванні приймають залежно від функціонального об'єму, який обумовлюється габаритами технологічного обладнання і загальними умовами експлуатації будівлі.

Контрольні питання для самоперевірки

1. Назвіть види виробничих будівель за особливостями будівельного вирішення.
2. Які вимоги ставлять до виробничих будівель?
3. Назвіть конструктивні типи та елементи сталевих каркасів одноповерхових виробничих будівель.
4. Яке підйомно-транспортне устаткування найчастіше застосовують у виробничих будівлях?
5. Назвіть параметри об'ємно-планувального вирішення виробничих будівель.
6. Назвіть конструктивні схеми та елементи каркасів одноповерхових виробничих будівель.
7. Які конструктивні схеми каркасів однопролітних каркасів?
8. Які конструктивні схеми багатопролітних каркасів?
9. Які типи колон виробничих будівель?
10. Які типи ферми використовуються в каркасах виробничих будівель?
11. Як виконують стінове огороження опалюваних будівель?
12. Конструкції покриттів виробничих будівель? З яких елементів воно складається?
13. Яким вимогам повинні відповідати покриття виробничих будівель?
14. Які бувають покриття за конструкцією й теплотехнічними характеристиками?
15. Назвіть основні шари захисної частини покриття виробничих будівель.
16. Поясніть особливості влаштування утеплених і холодних покриттів.
17. Конструкція покриття з азбестоцементних хвилястих листів.
18. Конструкція покриття з профільованого сталевих настилу.

Розділ 11. ТЕХНОЛОГІЯ ВИГОТОВЛЕННЯ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

Основними етапами технологічного процесу виготовлення металевих конструкцій є:

- доставка та підготовка металопрокату
- обробки металопрокату та виготовлення деталей
- складання конструкцій
- протикорозійна обробка конструкцій

Окрім основних процесів з виготовлення сталевих конструкції є і допоміжні – виготовлення метизів, електродів, отримання кисню тощо.

11.1. Доставка та підготовка металопрокату

Технологічний процес починається зі складу матеріалів, куди поступає метал, необхідний для виконання замовлення згідно з проектом. Метал, який поступає на виробництво, розвантажується на складі і сортується за видами прокату, розмірами і марками сталі. Зі складу метал подається у цех підготовки прокату, де розподіляється по дільницях залежно від видів прокату. В цеху підготовки виконуються такі операції:

- перевірка відповідності отриманого прокату проектній або іншій документації, в тому числі і сертифікату, який супроводжує кожну партію виробів;
- огляд і оцінка зовнішнього вигляду прокату, виявлення відхилень у розмірах, наявності небажаних деформацій, що може бути пов'язано як з недоліками прокатки, так і з порушеннями вимог вантажно-розвантажувальних робіт;
- підготовка вихідних заготовок для подальшого обробки (виправлення, очищення від бруду, окалини і продуктів корозії, різання, сортування і маркування).

Цех підготовки оснащений правильним обладнанням, яке дозволяє підготувати матеріал для подальшого обробки. Це листопрямильні вальці, кутикопрямильні і правильно-згинальні преси.

Для виправлення деформований лист заводиться між нижнім і верхнім циліндричними валками. Рухомі нижні валки переміщують лист декілька разів у прямому і зворотному напрямках до пружнопластичних деформацій, зняття внутрішніх напружень і виправлення листа (рис. 11.1, *а*).

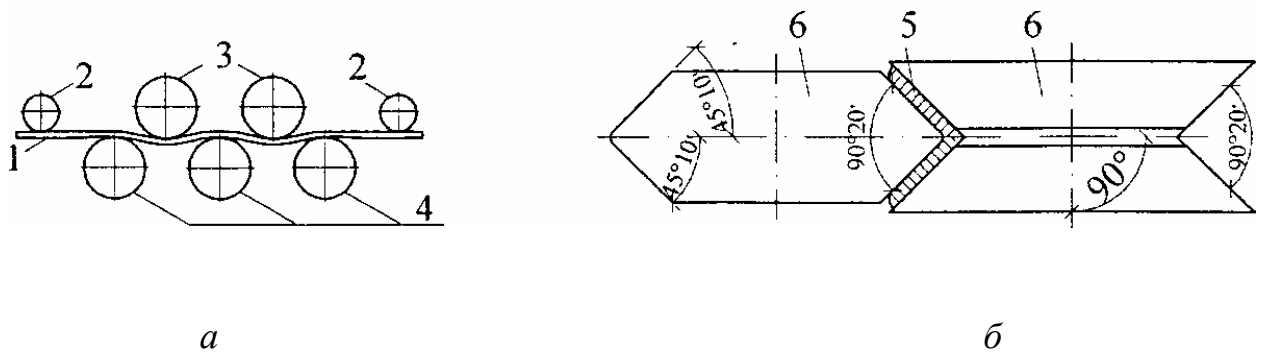


Рис. 11.1. Схема виправлення листів (*а*) і кутиків (*б*): 1 - лист; 2 - напрямний валок; 3,4- відповідно верхні і нижні невідповідні валки; 5 - кутик; 6 - випрямні ролики

Правка кутиків виконується на кутикопрямильних вальцях (рис.12.1, *б*). Кутик, який підлягає виправленню, заводиться між роликами обушком донизу і пропускається між роликами декілька разів. На цих же вальцях можна виправляти також швелери і двотаври, але для цього потрібно переналагодити обладнання встановленням роликів відповідної форми. Як правило, фасонні профілі випрямляють на правильно-згинальних пресах. Такі преси складаються з двох нерухомих упорів, на які обпирається деформований профіль, і рухомої опори, за допомогою якої здійснюється тиск у напрямку, зворотному деформації профілю. Відстань між упорами регулюється залежно від довжини пошкодження профілю, а між упорами і рухомою опорою -дорівнює висоті профілю, що виправляється (рис. 11.2).



Рис. 11.2. Правильно-згинальний прес:

11.2. Обробка металопрокату і виготовлення деталей

В цеху обробки виконуються операції з виготовлення деталей із металопрокату, що надходить з цеху підготовки. Різання металу на деталі виконують пилами або газовим різанням автоматами чи напіваавтоматами. Утворення отворів у деталях виконують на пресах або свердлильних верстатах. Для елементів криволінійної форми виконують гнуття, як правило, у холодному стані. В окремих деталях фрезерують або стругають краї і торці.

Технологічні операції з обробки деталей групують за видами профілів прокату: лист, кутик, швелер, двотавр, які обробляються в паралельних технологічних потоках. Кожний технологічний потік оснащений необхідним обладнанням і пристосуваннями для подачі профілів прокату і транспортування оброблюваних деталей. На багатьох заводах лінії обробки сталі автоматизовано.

Для обробки листових деталей встановлюють гільйотинні ножиці, прес-ножиці, газорізальні машини, листозгинальні вальці, діропробивні і краєзгинальні преси, радіально-свердлильні, торцефрезерні, краєстругальні верстати, листопрямильні вальці. На лініях обробки кутиків, швелерів і

двотаврів використовують ножиці для різання, зубчасті, стрічкові і дискові пили, діропробивні і свердлильні верстати, торцефрезерні верстати тощо.

Після виготовлення деталі маркують і направляють на склад напівфабрикату з комплектацією згідно з робочими кресленнями.

Різання сталевого прокату. Різання прокату виконується двома способами: механічним і газо-полуменевим.

Механічними способами виконується прямолінійне різання металопрокату. Сталевий лист товщиною до 32 мм ріжуть, як правило, на гільйотинних ножицях. Схема різання наведена на рис. 11.3. Довжина різання на ножицях становить від 1500 до 3000 мм.

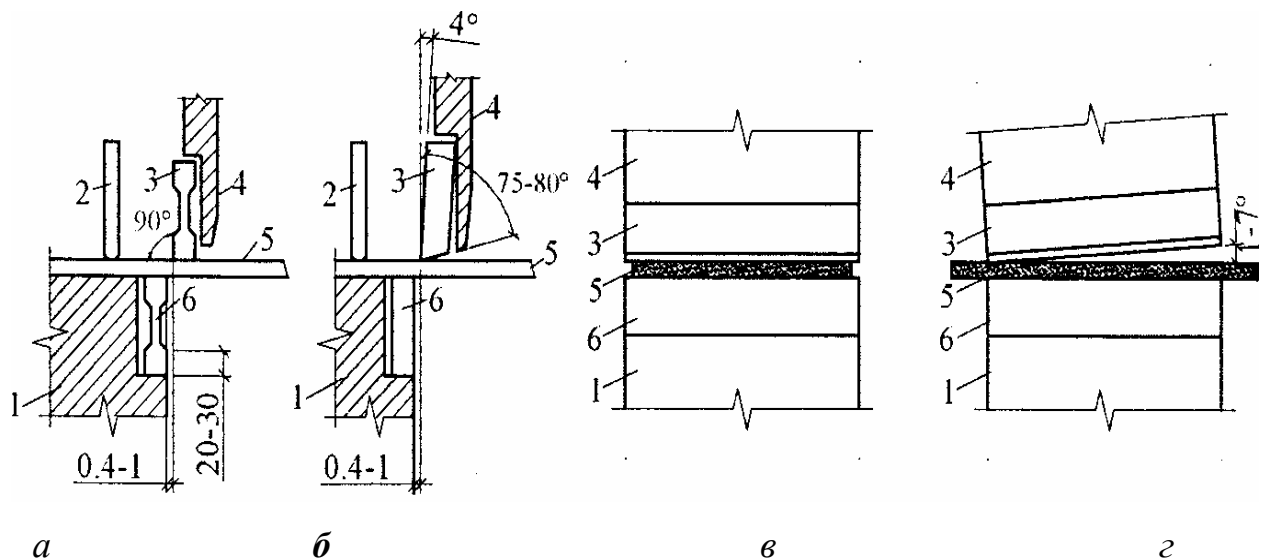


Рис. 11.3. Схема різання листової сталі: а — ножами з пазами; б - похилим ножом; в — прес-ножицями; г - гільйотинними ножицями; 1 - стіл; 2 - притискач; 3 - верхній ніж; 4 - ножова балка; 5 - листова сталь; 6 - нижній ніж

При русі верхнього ножа 3 лист 5, притиснутий притискачем 2 до нижнього ножа 6, розрізується. Таким чином можна виконувати розпуск листів на штапки, обрізувати крайки, торцювати листи, різати листи на окремі деталі.

Різання профільної сталі відбувається на кутикових і профільних ножицях (рис. 11.4). Різання виконується верхнім ножом 4, який проходить між нижніми і бічними ножами 5, 6. Спочатку перерізується стінка, а потім при переміщенні вправо і вліво - полиці.

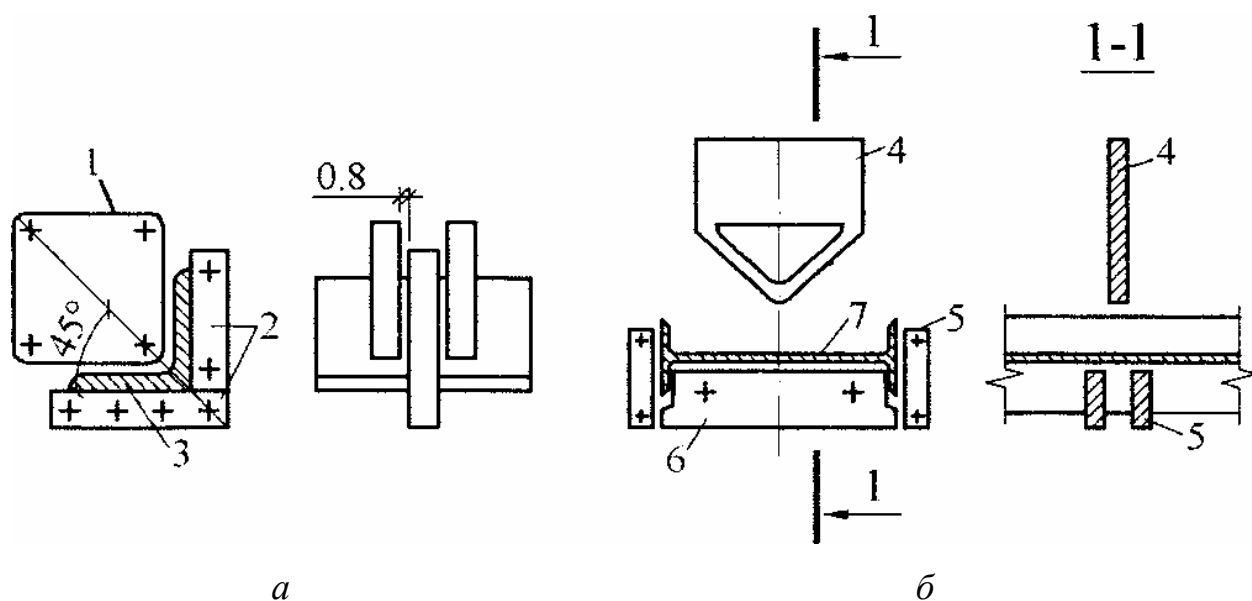


Рис. 11.4. Схема встановлення ножів на кутикових і профільних ножицях: *а* - на кутикових ножицях; *б*- на профільних ножицях; 1,4 — верхні ножі; 2, 6 - нижні ножі; 3 - кутик; 5 - боковий ніж; 7 - двотавр

При виготовленні конструкцій з підвищеними вимогами до якості і точності різання профільної сталі використовують спеціальні відрізні верстати з дисковими і стрічковими пилами (рис. 11.5), після чого додаткове оброблення торців не потрібне.

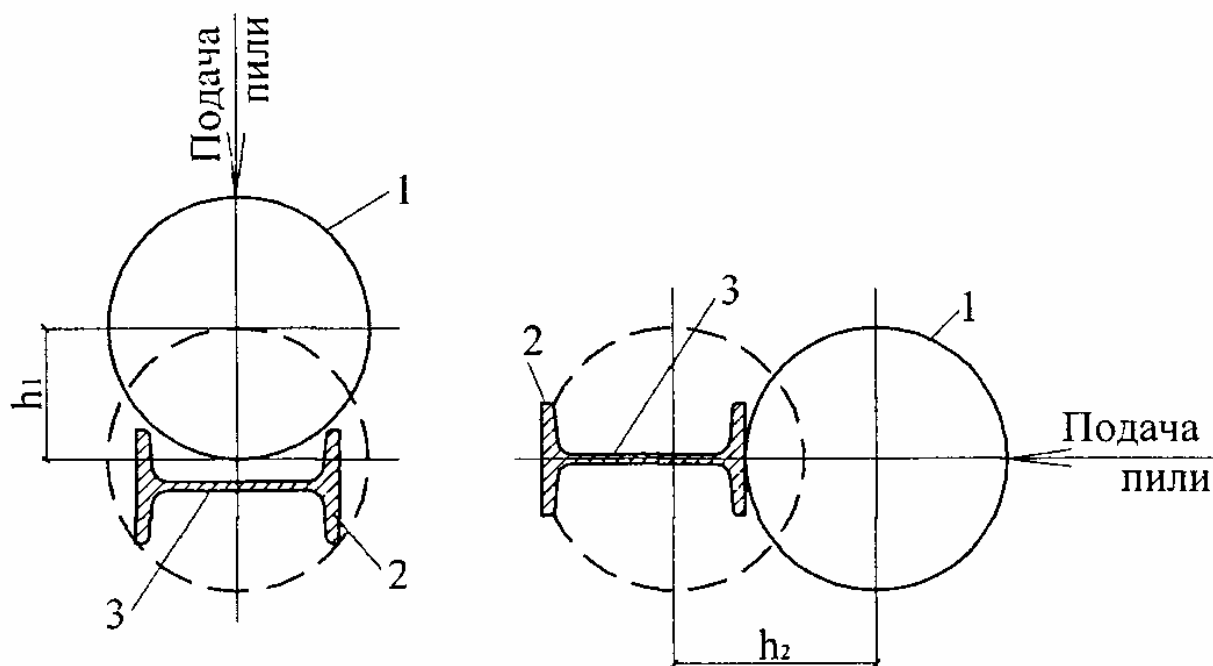


Рис. 11.5. Схема високоточного різання дисковими пилами; 1 - диск; 2 - полиця; 3 - стінка профілю

Для підготовки окремих деталей конструкцій для зварювання (балки, колони), забезпечення площинності як окремих деталей, так і складених конструкцій на заводах металевих конструкцій виконується оброблення крайок і торців струганням або фрезеруванням. Для цього використовуються краєстругальні, поздовжньо-стругальні, поперечно-стругальні, торцефрезерні і поздовжньо-фрезерні верстати. Краєстругальні верстати призначені для стругання крайок листової сталі товщиною до 200 мм, довжиною від 6 до 16 м. На поздовжньо- і поперечно-стругальних верстатах обробляють крайки і торці деталей розмірами до 6х2х1,5 м, підготовляють крайки листової сталі для зварювання. Торцефрезерні верстати призначені для оброблення крайок і площин деталей, торців деталей із профільного прокату, зварних двотаврів і опорних площин конструкцій. Поздовжньо-фрезерні верстати призначені для фрезерування площин листової сталі або конструкцій розміром їх 1х4 м.

На заводах металевих конструкцій широке застосування мають газо-полуменеві методи різання. їхня універсальність дає можливість обробляти листовий і профільний прокат практично будь-якої товщини і форми як по прямих лініях, так і по кривих різної конфігурації. Вони незамінні при розкроюванні листів великої довжини і товщини, необхідності виконання великих отворів, оптимальному розкроюванні прокату, виготовленні окремих деталей складної конфігурації. При цьому якість різання наближається до такої, як при застосуванні механічних методів. Сучасні машини для розкроювання металу мають декілька різаків, які керуються спеціальним електронним обладнанням, що за заданою програмою дозволяє отримувати необхідні форми деталей з металопродукату. Найбільш поширеними на заводах є три газо-полуменеві методи розкроювання металу: кисневий, плазмовий і лазерний.

Газокисневе різання базується на властивості сталі згоряти у струмені чистого кисню при температурі нижчій, ніж температура її плавлення. На початку різання сталь нагрівається при горінні суміші кисню і горючого газу

(ацетилену, природного газу тощо) до температури горіння сталі, після чого у зону нагріву подається струмінь чистого кисню, який різко підвищує температуру в зоні різання і видуває продукти згорання з порожнини різі. При поступовому переміщенні різача вздовж лінії різання процес стає неперервним за рахунок інтенсивного розігріву металу не тільки від згорання горючої суміші, а також і від тепла, яке виділяється при згоранні сталі (рис. 11.6)



Рис. 11.6. Газокисневе різання: 1 - канал внутрішнього мундштука для подачі кисню; 2 — канал зовнішнього мундштука для подачі суміші; 3 - підігрівальне полум'я; 4 - метал, який ріжеться; 5 - проріз; 6 - продукти горіння; 7 - струмінь різального кисню

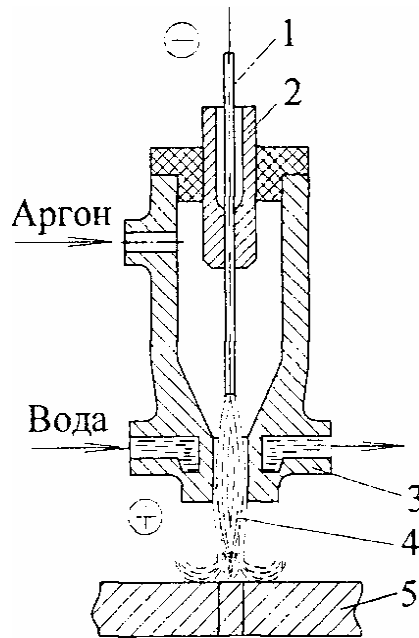


Рис. 11.7. Схема плазмового різання: 1 - електрод вольфрамовий; 2 - струмопідвід; 3 - сопло; 4 - стовп дуги; 5 – виріб

Перевагами плазмового різання порівняно з кисневим є можливість різання будь-яких сплавів і металів, вища продуктивність при різанні за рахунок вищих температур, вища якість різання і можливість точного виготовлення деталей складної форми.

В умовах заводів металевих конструкцій використовуються різноманітні стаціонарні машини для плазмового різання, типи, розміри і потужність яких залежать від завдань, що стоять перед виробництвом.

Лазерне різання базується на тепловій дії лазерного випромінювання, сформованого за допомогою спеціальної оптичної системи. Для підвищення ефективності різання у зону розкроювання подається струмінь газу. Найбільшого поширення набув спосіб різання матеріалів лазерним випромінюванням із співвісною з променем лазера подачею струменя кисню у зону різання (рис. 11.8). Кисень сприяє утворенню оксидної плівки на поверхні металу, внаслідок чого знижується його тепловідбивна здатність і збільшується поглинальна, що сприяє нагріванню металу і разом з лазерним випромінюванням руйнує метал у зоні різання. Одночасно кисень видуває продукти згорання і перешкоджає надмірному нагріванню металу.



Рис. 11.8. Загальний вид різачка для лазерного різання

Перевагами лазерного різання є можливість швидкого і точного вирізування складних деталей, автоматизація процесу різання з мінімальними температурними деформаціями, незначна ширина різання, що коливається в межах 0,1...0,2 мм.

Утворення отворів у деталях під болти виконується на діропробивному або свердлильному обладнанні. Пробивання отворів допускається діаметрами для звичайних сталей до 25 мм, для сталей підвищеної міцності - до 20 мм, високоміцної - до 10 мм. Принцип утворення отвору такий (рис. 11.9): деталь, в якій пробивається отвір, укладається між пуансоном 2 і матрицею 6. Пуансон створює тиск на деталь, в результаті чого на її крайках виникають інтенсивні напруження стиску і зсуву, які значно перевищують на даній ділянці міцність сталі. В результаті пуансон проникає у глибину деталі і видавлює частину металу тієї форми, яка відповідає формі пуансона.

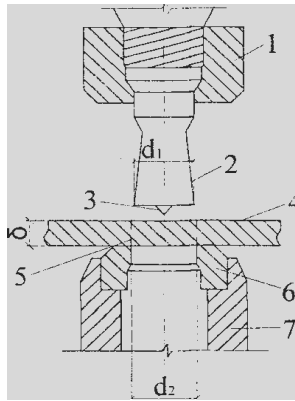


Рис. 11.9. Схема пробивання отворів: 1 - гайка для кріплення пуансона; 2 - пуансон; 3 - конус; 4 - прокатна сталь; 5 - площина відколу; 6 - матриця; 7 - подушка

Слід відзначити, що в зоні пробивання створюється наклеп сталі і погіршуються її механічні властивості. В зв'язку з цим для деталей, які працюють у динамічних умовах, пробивати отвори не рекомендується. В таких деталях, а також при товщині сталі понад 25 мм отвори виконують свердлінням.

Отвори, утворені свердлінням, мають правильну форму, а сталь у зоні отвору не зазнає структурних змін. Свердління отворів виконується на вертикально-свердлильних і радіально-свердлильних верстатах, інструментом для яких є спіральні свердла, які при обертанні послідовно знімають стружку різальними крайками і утворюють отвір у деталі.

11.3. Холодне гнуття.

Холодне гнуття використовується при виготовленні деталей і окремих конструктивних елементів каркасів будівель і споруд, листових конструкцій (трубопроводи, резервуари, силоси, бункери та ін.), монорейок тощо. Для запобігання структурним змінам у матеріалі і втраті його пластичних властивостей залишкове видовження не повинне перевищувати значення, що відповідає границі текучості сталі, з якої виконаний конструктивний елемент. Тому залежно від форми профілю регламентовані мінімальні радіуси кривизни в холодному стані для елементів, які підлягають розрахунку.

Гнуття листів для утворення конічних, циліндричних, сферичних поверхонь виконується на листозгинальних вальцях (рис. 11.10). Вальці мають

три або чотири горизонтальні валки, на яких гнуть листову сталь довжиною до 8 м і товщиною до 50 мм. Спочатку підгинаються краї листа, а потім виконується вальцювання усієї деталі. При гнутті листів на машинах з чотирма валками підгинання краї відбувається разом з вальцюванням.

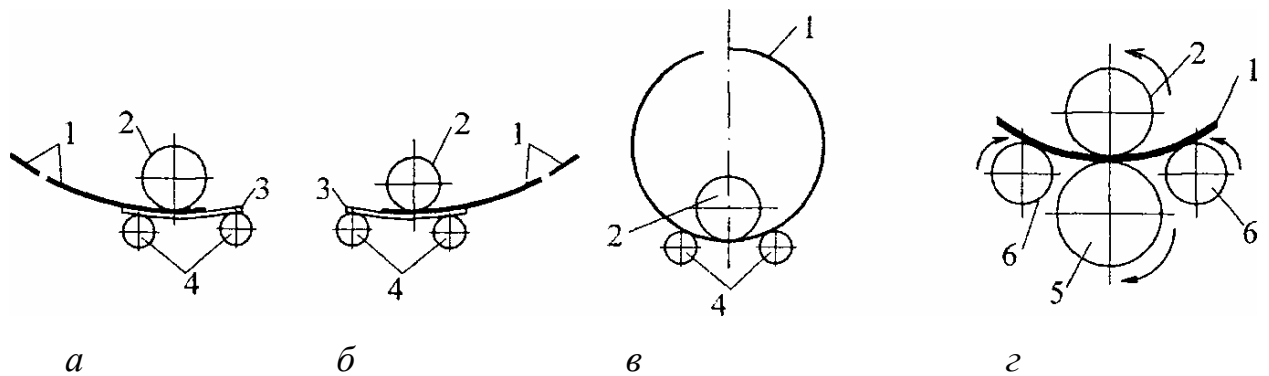


Рис. 11.10. Схема гнуття листів на вальцях: *а, б, в* - тривалкових; *г* - чотиривалкових; 1 - лист, що згинається; 2 - верхній валок; 3 - підкладний лист; 4, 5 - нижні валки; 6 - бокові валки

Для гнуття профілів використовуються різні типи правильно-згинальних механічних і гідравлічних пресів, на яких можливо обробляти кутики, швелери, двотаври (рис. 11.11).

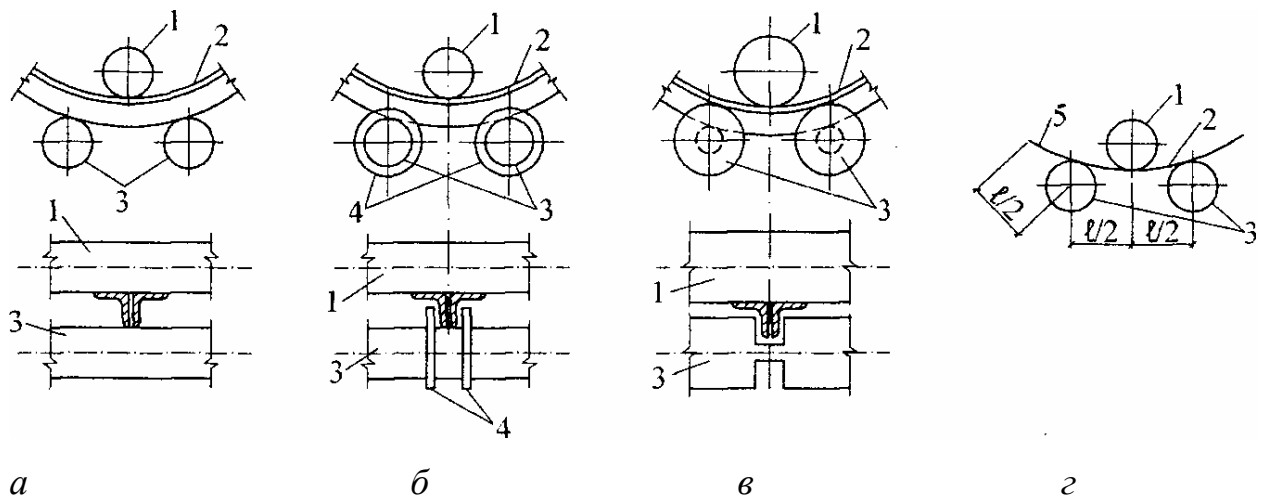


Рис. 11.11. Схема гнуття на листозгинальних вальцях кутиків: *а* - з'єднання зварними прихватками; *б* - з бандажами; *в* - з прорізами; *г* - габарит прямої частини; 1 - верхній валок; 2 - завальцьована частина кутика; 3 - нижні валки; 4 - бандажі; 5 - пряма частина кутика

Для отримання деталей складної форми використовуються листо-згинальні преси. Такі машини широко використовуються у виробництві металевих конструкцій, тому що дозволяють швидко і якісно отримати необхідний елемент конструкції від невеликої деталі до балкового профілю довжиною до 16 м. Процес гнуття показаний на рис. 11.12.



Рис. 11.12. Процес гнуття

11.4. Виготовлення гнутих профілів

Гнуті профілі виготовляють методом неперервного профілювання цілого рулону сталі або його частини (штрипса) на профілезгинальних лініях різних типів. Процес профілювання забезпечує послідовну зміну форми профілю, починаючи з листа, який при проходженні через обертові валки на останньому етапі набуває необхідного перерізу, що складається з плоских ділянок, об'єднаних між собою криволінійними переходами.

Схема виготовлення гнутих профілів показана на рис. 11.13. Робочими інструментами преса служать матриця і пуансон, які виготовляються з

високоміцної легованої сталі і можуть бути складеними або суцільними по довжині.

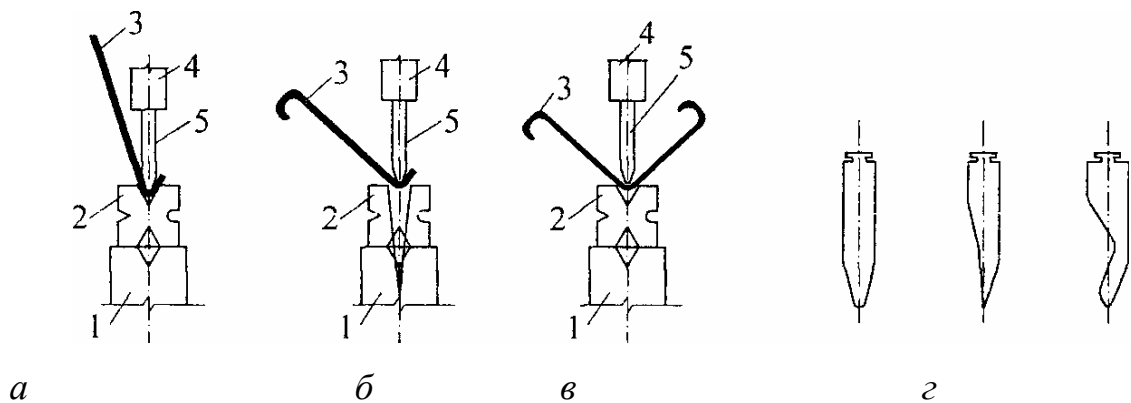


Рис. 11.13. Схема виготовлення гнутих профілів на крайкозгинальному пресі: *а* - перший згин; *б* - другий згин; *в* — третій згин; *г* - форми штампів; 1 - стіл преса; 2 - нижній штамп; 3 - оброблюваний лист; 4 - повзун; 5 - верхні штаmpi

Гнуті профілі в зв'язку з їхньою різноманітністю класифікуються за кількома параметрами, відповідно до яких підбирається обладнання для їх виготовлення. За призначенням профілі поділяються на такі, що використовуються для несучих і огорожувальних конструкцій або для допоміжних елементів (опалубки, риштування, підмості). За деформативністю перерізу профілі поділяються на жорсткі, які мають на кінцях профілю облямовні відгини з двох боків, і нежорсткі, що мають відгини тільки з одного боку. За формою перерізу профілі поділяються на замкнені і відкриті. За способом антикорозійного захисту профілі випускаються фарбовані, оцинковані, оцинковані з лакофарбовим покриттям.

Найбільшого поширення набули гнуті профілі для покрівельних прогонів, ригелів фахверка, обшивок покрівельних і стінових панелей, фасадних систем.

Комплекс обладнання для виготовлення гнутих профілів складається з лінії розпуску рулонної сталі на окремі штаби-штрипси і лінії профілювання

необхідних форм перерізів профілів. Це може бути одна лінія, в якій зміна валів під різні типи перерізів відбувається автоматично, або кілька ліній для кожного виду профілю.

Процес виготовлення заданої форми гнutoго профілю починається зрізання рулонної оцинкованої чи неоцинкованої сталі на штрипс (рис. 23.16). Рулон встановлюється в розмотувач 1 і спрямовується через завантажувальний пристрій на дискові ножиці 2, які розрізують рулонну сталь на окремі штаби. Відходи після різання намотуються на спеціальний намотувач 3. Далі отриманий штрипс через гільйотинні ножиці поперечного різання подається на намотувач окремих рулонів 7, проходячи при цьому петлеву яму, яка дозволяє зняти напруження в металі після розмотування рулону і його розрізування. Після отримання штрипсів необхідної ширини вони надходять на лінію холодного профілювання (рис. 12.14).

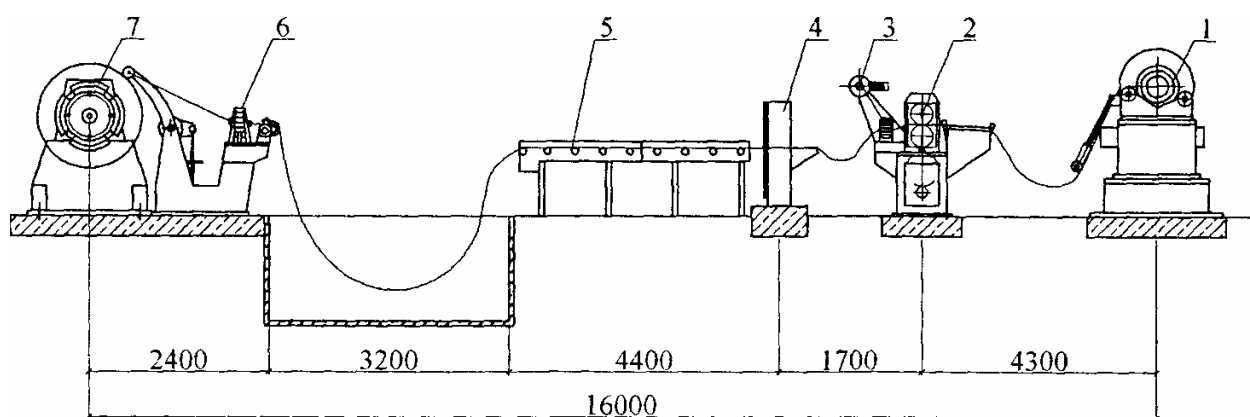


Рис. 11.14. Лінія поздовжньо-поперечного розпуску рулону: 1 - розмотувач стійковий; 2 - ножиці дискові; 3 - крайконамотувач; 4 - гільйотина поперечна; 5 - стіл-штабелер; 6 - правильно-натяжний пристрій; 7 - консольний пристрій, що намотує штрипс

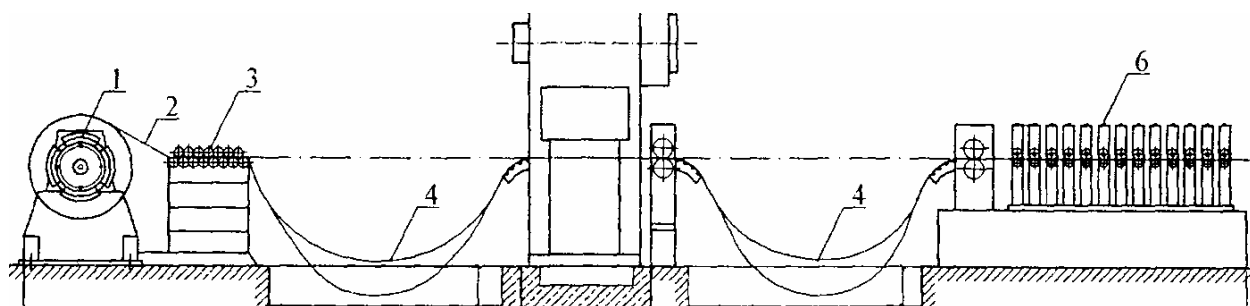


Рис. 11. 15. Схема лінії безперервного профілювання гнутих профілів: 1 - розмотувач штрипса; 2 - штрипс; 3 - правильне обладнання; 4 - петлева яма; 5 - діропробивне обладнання; 6 - профілювальні вальці

Підготовлений штрипс встановлюється у розмотувач, через правильне обладнання і петлеву яму подається на діропробивне обладнання, на якому при необхідності в штабі за заданою програмою пробиваються отвори і виконується маркування. Далі штаба з отворами чи без них переміщується до профілювального стану, при проходженні через який набуває потрібного перерізу.

Останніми етапами є відрізання профілю заданої довжини і його складування. Процес профілювання є неперервним і автоматичним, керується за допомогою електронного обладнання і потребує присутності тільки оператора.

Профільовані трапецієподібні листи виготовляють з оцинкованої або оцинкованої з полімерним лакофарбовим покриттям рулонної сталі шириною 1050, 1150 і 1250 мм. Процес виготовлення листів також неперервний (рис. 11.16). Рулон листової сталі товщиною 0,4...1,5 мм встановлюється у розмотувач і подається на лінію профілювання, де, проходячи через ряд валів, що послідовно змінюються, сталь набуває заданої форми, після чого розрізається спеціальними гільйотинними ножицями на листи необхідної довжини і складається.

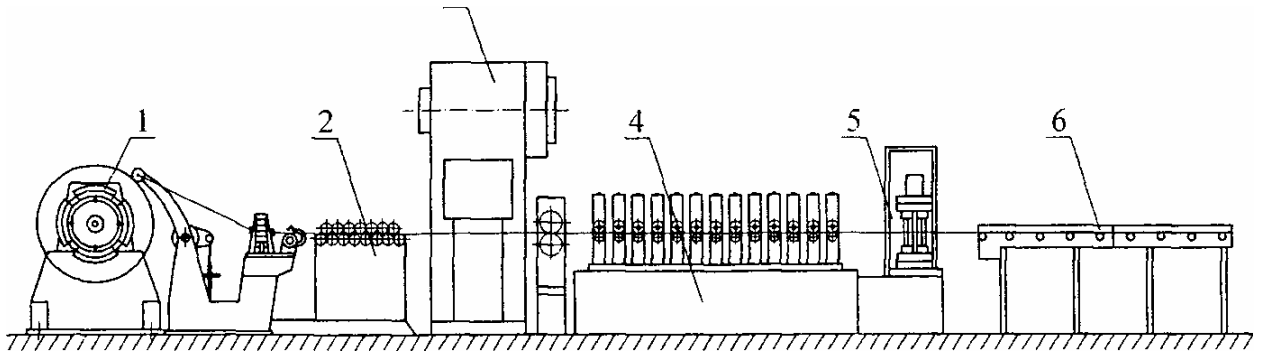


Рис. 11. 16. Схема виробництва профільованих листів: 1 - розмотувач; 2 - пристрій правильно-демпфіруючий; 3 - пристрій пробивання отворів; 4 - стан профілезгинальний; 5 - пристрій відрізання за заданим розміром; 6 - стіл приймальний

Номенклатура профільованих листів за формою перерізу досить велика залежно від їх функціонального призначення. Для невеликих навантажень перерізи мають просту форму і невелику висоту гофру. Зі зростанням навантажень форма перерізів ускладнюється: з'являються додаткові поздовжні гофри, збільшується висота гофрів і товщина металу. Якщо профільований настил є компонентом комплексної конструкції і повинен забезпечити сумісну роботу з іншим матеріалом (наприклад, залізобетонне перекриття із зовнішнім армуванням профільованим листом), то крім поздовжніх гофрів у ньому з'являються і поперечні ребра. Залежно від великої кількості типів профільованих листів існує і різне обладнання для їх виготовлення. В той же час, незважаючи на широкий спектр перерізів і обладнання, на якому вони отримуються, принцип роботи і виготовлення профільованих листів практично однаковий.

Якщо два профільовані листа об'єднати між собою через утеплювач (мінеральну вату, пінополіуретан, пінопласт тощо), то утворюється тришарова панель, яка залежно від висоти і форми гофрів може виконувати функції стінового чи покрівельного огороження. Заводське виготовлення таких конструкцій дуже поширене і дозволяє значно скоротити затрати на будівництво. Панелі виготовляються на спеціалізованих лініях з повною автоматизацією

виробничого процесу. Схема неперервного виготовлення панелей зображена на рис. 11.17.

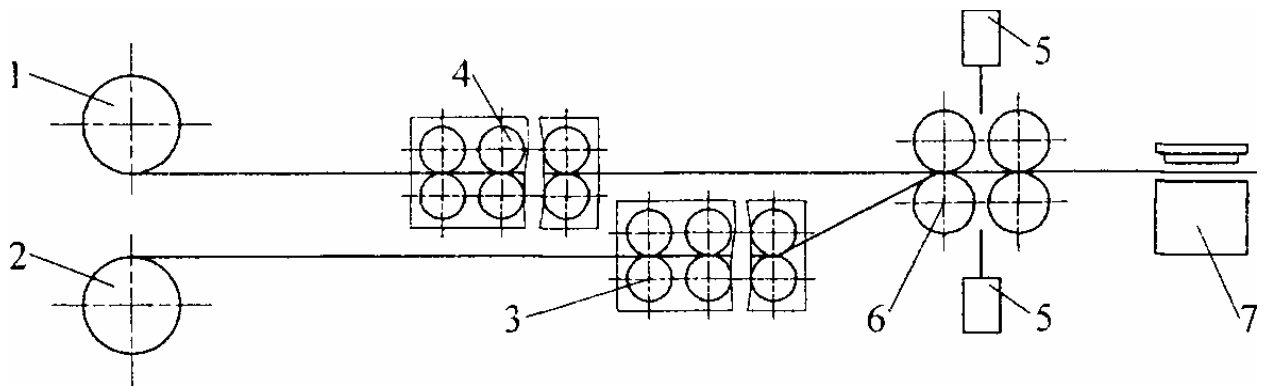


Рис. 11.17. Схема процесу виробництва тришарових панелей: 1 - розмотувач верхнього листа; 2 - розмотувач нижнього листа; 3 - профілювання нижнього листа; 4 - профілювання верхнього листа; 5 - бункери з теплоізолюючим матеріалом; 6 - прес безперервної дії; 7 - відрізка гатової продукції

Виготовлення панелей відбувається у такий спосіб. Профілювання обшивок панелей виконується в такій самій послідовності і за таким самим принципом, як і профільованих листів, за винятком того, що при розмотуванні рулону на його лицьову поверхню наноситься захисне плівкове покриття для захисту панелей від механічних пошкоджень при транспортуванні і монтажних роботах. Після цього виконується профілювання і подача на дільницю заповнення утеплювачем простору між двома обшивками. Метал спочатку підігрівається до температури приблизно 25...30 °С, потім на його поверхню розбризкується пінополіуретан, після чого обидві обшивки потрапляють у камеру з пресом неперервної дії, який стримує надлишкове розширення пінополіуретану при його полімеризації, чим забезпечується задана товщина панелі. На виході одержують готову тришарову панель, яка відрізується необхідної довжини і відправляється на складування, а потім на пакування.

Для несучих конструкцій, зокрема наскрізних, використовують як відкриті, що рідше, так і замкнені гнуті профілі прямокутного і квадратного перерізів. Замкнені профілі виготовляють на автоматизованих лініях з плоских штрипсів, ширина яких визначається периметром заданого профілю.

Підготовлений штрипс подається з розмотувача на вальці, які послідовно формують прямокутний або квадратний профіль. Замикальний шов зварюється струмом високої частоти, після чого зачищається, і профіль виправляється на правильному обладнанні, що необхідно внаслідок наявності зварювальних деформацій. Готовий профіль нарізують на відрізки заданої довжини і направляють на пакетування.

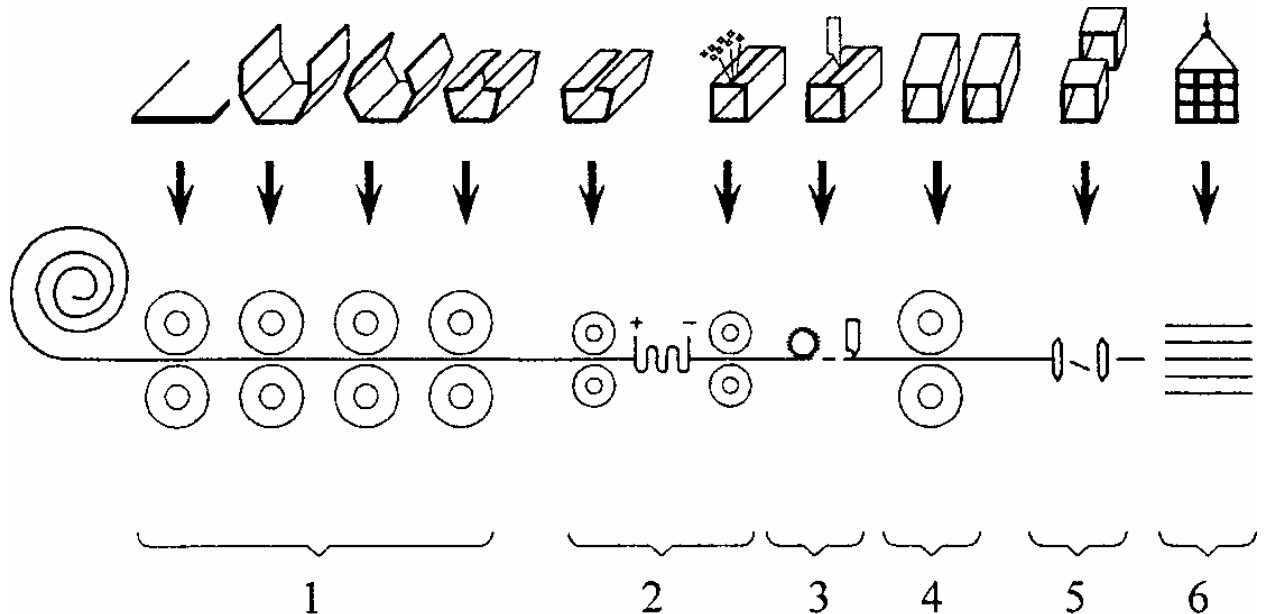


Рис. 11.18. Схема виготовлення гнutoзварних замкнених профілів: 1 - профілювання; 2 - зварювання струмом високої частоти; 3 - зняття ґрату; 4 - правка; 5 - відрізка; 6 - пакетування

Відкриті гнуті профілі, призначені для несучих конструкцій, виготовляють аналогічно огорожувальним виробам (див. рис. 11.18). Різниця полягає в тому, що вихідні штрипси мають більшу товщину (3...8 мм), що потребує для їх формування потужнішого обладнання.

11.5. Складання деталей конструкцій . Загальне і контрольне складання

Складання деталей і відправних елементів зварних сталевих конструкцій. Підготовлені деталі надходять на ділянку (в цех) складання, де

відбувається складання конструкції, а точніше елемента конструкції, відповідно до креслень КМД. Складання конструкцій або їхніх окремих частин відбувається кількома способами:

- складені конструкції збираються за розміткою, за якою деталі розкладаються на рівній поверхні масивної плити, і місце кожної деталі визначається суміщенням нанесених на них рисок;
- складання за шаблонами, які мають форму конструкції, для точного визначення місця кожної деталі, які скріплюються між собою прихватками;
- складання на упорах, які виконують таку саму роль, що й шаблони, відрізняється меншою трудомісткістю виготовлення;
- складання за контрольними отворами, які передбачені в основних елементах конструкції і до яких складальними болтами закріплюється решта деталей;
- складання в спеціальних кондукторах, які забезпечують точне взаємне розміщення деталей, що скріплюються між собою упорами та притискачами.

Останній спосіб є найпродуктивнішим, дозволяє одержати високу якість складання за умови точного дотримання проектних розмірів усіх деталей. Слід зауважити, що як за довжиною, так і за шириною, і навіть за товщиною сталевих виробів завжди наявні відхилення від номінальних величин, які обмежуються відповідними стандартами. Відхилення допускаються і при розбитті осей конструкції, розміщенні отворів, на площинність кожної деталі тощо. Найточнішої обробки деталей досягають при використанні верстатів з комп'ютерним керуванням без попередньої розмітки за програмою, розробленою для кожної технологічної операції.

Попередньо закріплені деталі конструкції, як правило, зварюються між собою за допомогою напіваавтоматичного (у середовищі захисного газу) або автоматичного (під шаром флюсу) зварювання. В окремих випадках застосовують інші способи зварювання - електрошлакове, газове, контактне тощо.

Особливостями зварювання будівельних конструкцій є велика кількість довгих швів (двотаврові складені балки) і, як наслідок, можливість появи значних зварних деформацій у вигляді зміни положення кінців полиць

(грибоподібність), викручування балок з площини (серпоподібність), закручування елементів тощо. Для запобігання цьому на заводах розробляються спеціальні заходи для зведення післязварювальних деформацій до мінімуму, які регламентують:

- визначення способу зварювання і вибір зварювальних матеріалів з урахуванням властивостей сталі, з якої виготовлені зварювані елементи;
- порядок накладання зварних швів;
- необхідність і форму оброблення крайок деталей і визначення зазорів між ними, які забезпечують утворення якісного шва;
- швидкість зварювання, параметри зварювальної дуги, дозування захисних матеріалів (газу, флюсу).

Зварювальні автомати різних типів самостійно виконують зварювальний процес за заданою програмою, починаючи із запалювання дуги, створення і підтримку режиму зварювання при переміщенні дуги вздовж зварного шва і завершення необхідних операцій. Крім основного обладнання - зварювальних головок, за допомогою яких здійснюється саме зварювання, вони обладнуються допоміжними пристроями (маніпуляторами, обертачами, кантувачами, площадками тощо). Зварювальні головки за допомогою самохідних візків рухаються по напрямних, які розміщені над зварюваними конструкціями. Якщо використовуються зварювальні трактори, то вони переміщуються безпосередньо по конструкціях.

Складання елементів суцільного перерізу, як правило двотаврового або таврового, зі сталюю і змінною висотою стінки виконується з листів, які подаються з дільниці розкрою матеріалу. Якщо довжина елементів виявляється більшою за довжину відрізаних листів, то спочатку їх зварюють поперечними зварними швами із зачисткою підсилення швів.

Після виправлення підготовлені полиці і стінки збираються на спеціальному столі, на якому виконується автоматичне зварювання. Двотаврові елементи залежно від їх компонування розміщують під кутом 45 (при цьому шов виконується „в човник”), вертикально або горизонтально з використанням однієї або двох зварювальних головок (рис. 11.19).

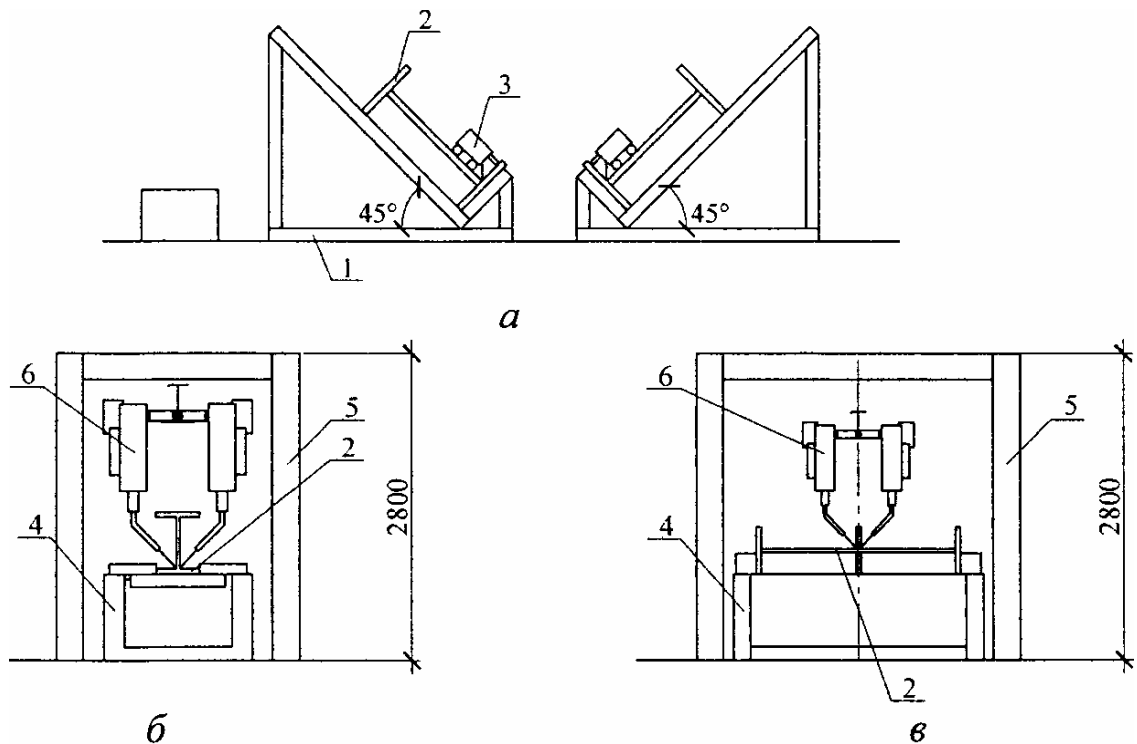


Рис. 11. 19. Схеми автоматичного зварювання двотаврових елементів: *а* - одним автоматом під кутом 45° („в човник”); *б* - двома автоматами у вертикальному положенні; *в* - те саме, у горизонтальному; 1 - стелаж; 2 - зварюваний елемент; 3 - зварювальний трактор типу ТС-77М; 4 - рольганг приводний; 5 - портал зварювальний; 6 - автомат зварювальний типу АД 416

При необхідності після закінчення зварювання елементи підлягають правленню, після чого виконується остаточне складання, під час якого приварюються усі допоміжні деталі (ребра, опорні частини тощо), передбачені кресленнями КМД, і утворюються необхідні отвори.

Спосіб складання наскрізних конструкцій певною мірою залежить від типів перерізів. Так, ферми зі спарених кутиків, як правило, складаються за копіром. Копір - це половина відправного елемента ферми, складеного на складальному столі з поодиноких кутиків, що розміщені полицями донизу. В копірі зберігаються всі геометричні параметри ферми, і на ньому в необхідних місцях розкладаються у першу чергу усі деталі майбутньої ферми - фасонки, прокладки, а потім і кутики, з яких компонуються окремі стержні, полицями догори. Всі деталі закріплюються між собою електроприхватками, після чого

напівферму кантують на 180°, кладуть на вільний складальний стіл, де встановлюють кутики другої напівферми (полицями догори).

Для конструкцій з труб, таврів та інших профілів, коли складання за копіром практично неможливе, а також для елементів з підвищеною точністю складання використовують кондуктори.

Загальне і контрольне складання конструкцій. Для запобігання виникненню ускладнень при виконанні монтажних робіт на будівельному майданчику на заводах металевих конструкцій виконують загальне і контрольне складання виготовлених конструкцій.

При загальному складанні перевіряється відповідність натурних розмірів виготовленої конструкції проектним і в разі необхідності виконується усунення всіх виявлених дефектів і неточностей. Прийнято, що загальному складанню на заводі підлягають великогабаритні елементи, такі як важкі колони масою понад 20 т; підкранові балки прольотом 18 м і більше; кроквяні і підкроквяні ферми прольотами від 36 м; висотні конструкції - труби, башти, щогли; листові конструкції - бункери, силоси, місткості тощо; конструкції транспортних галерей, пролітних конструкцій мостів та інші відповідальні споруди.

Після загального складання і приймання зібраної конструкції до випуску на всі елементи конструкції наноситься відповідне маркування.

Якщо складання на будівельному майданчику планується за допомогою зварювання, то після загального складання на конструкції в місцях монтажних з'єднань встановлюються фіксатори, які точно визначають взаємне розташування відправних елементів під час монтажу. Кількість фіксаторів повинна відповідати надійному і точному з'єднанню відправних елементів на монтажі. Так, монтажні стики зварних двотаврових балок повинні мати не менш як три фіксатори, поздовжні стики листових конструкцій — також не менш як три фіксатори, а поперечні стики - не менш як два.

Контрольне складання призначене для однотипних конструкцій. Цей вид перевірки необхідний для визначення точності виготовлення окремих відправних елементів, точності кондукторів і пристосувань. При контрольному складанні не виконується робота з підгонки окремих елементів, вони не

маркуються, також не встановлюються фіксатори, тому що виготовлені однотипні елементи повинні бути взаємозамінними.

Кількість контрольних складань залежить від складності виготовлення серійних елементів і визначається у кожному випадку окремо. В середньому ця величина становить 10 % від загальної кількості елементів у партії.

11.6. Протикорозійна обробка конструкцій

Готові сталеві конструкції транспортуються у цех протикорозійного оброблення. На цьому етапі готові елементи підлягають очищенню від бруду, пилу, слідів корозії. Підготовка поверхні перед фарбуванням виконується механічним очищенням за допомогою металевих щіток і абразивного інструменту, піско-дробеструйними установками, термічною (газополум'яною) обробкою, хімічною обробкою .

Діючи норми регламентують використання наступних засобів захисту від корозії:

- лакофарбні покриття;
- металізаційні (гаряче цинкування, газотермічне напилення, електрохімічне нанесення цинкових, алюмінізованих покриттів);
- комбінований захист (металізація і подальший захист лакофарбними матеріалами);
- електрозахист (катодний, анодний, протекторний).

Маркування захисних покриттів встановлюється залежно від ступені агресивності дії середовища де буде експлуатуватись конструкція. Наприклад, для позначення III x – 4 (110) використано такі символи:

III – група лакофарбних матеріалів за нормами ;

x – покриття хімічно стійке;

4 – кількість шарів покриття;

110 – товщина захисного покриття в [мкм].

Прогресивні технології нанесення лакофарбних матеріалів передбачають використання установок високого тиску типу 2600Н, 7000Н, «Фініш» і «Вагнер» для утворення захисних покриттів заданої товщини за один прохід.



Рис. 11. 20. Склад готової продукції

Після перевірки якості антикорозійної обробки ВТК надає дозвіл на відвантаження конструкцій замовнику.

12.7. Виготовлення будівель комплектного постачання

Сучасне виробництво металевих конструкцій, як правило, орієнтоване на виконання замовлень „під ключ“, починаючи з отримання виробником технічного завдання і закінчуючи здачею замовнику готового об'єкта. Для таких виробництв характерна наявність власних конструкторських відділів і спеціалізованих монтажних бригад і продуктивного технологічного обладнання, яке характеризується максимальною автоматизацією виробничих процесів, низькою енергоємністю і мінімальною кількістю працівників, що його обслуговують.

Такі виробництва дозволяють у найкоротші строки виконувати проектування, виготовлення і монтаж конструкцій. Каркаси будівель можуть виготовлятися як з гарячекатаних профілів, так і з холодногнутих, але

огороджувальні конструкції, як правило, однакові і в тому, і в іншому випадках. Вибір типу каркаса залежить від наявності на заводі відповідного обладнання для виготовлення конструкцій. Спільним для будівель і споруд комплектного постачання є те, що вони складаються на болтах на будівельному майданчику без застосування зварних з'єднань. Відсутність зварювання на будівництві диктує необхідність забезпечення повної збірності конструкцій на монтажі. Ця мета досягається за рахунок комплексу факторів, які включають:

- одностадійність проектування, при якому визначається просторова схема будівлі, що дозволяє на кінцевому етапі виконання креслень КМД зібрати їх у єдиний комплекс і виявити можливі помилки;
- наявність ефективного автоматизованого обладнання, оснащеного електронним керуванням, яке значно знижує вплив "людського фактора" на випуск продукції сталого високої якості;
- наявність кваліфікованого, відповідального робочого персоналу.

Контрольні питання для самоперевірки

1. Назвіть основні етапи процесу виготовлення металевих конструкцій
2. Як виправляють деформовані листи і профілі?
3. Якими способами виконують різання металу?
4. Опишіть процес холодного гнуття?
5. Які виготовляють гнуті профілі?
6. Опишіть процес виробництва тришарових панелей.
7. Які основні способи складання конструкцій?
8. Як виконується протикорозійна обробка конструкцій?
9. У чому переваги виготовлення будівель комплектного постачання?

ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування –К.: Сталь, 2006. – 59 с.
2. ДСТУ Б В.12-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування Мінбудархітектури України. – К.: Сталь, 2006. – 10 с.
3. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування – К.: Укрархбудінформ, 2014. – 199 с.
4. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 37 с.
5. ДСТУ Б А.2.4-43:2009 Правила виконання проектної та робочої документації металевих конструкцій – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 37 с.
6. СНиП II.23-81*. Стальные конструкции. Нормы проектирования/ Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1991.– 96 с.
7. Металеві конструкції: Загальний курс: Підручник для вищих навчальних закладів / Під заг. ред. О.О. Нілова та О.В.Шимановського.– К.: Сталь, 2010.– 869 с.
8. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М. Металеві конструкції: Підр. для вузів. – Львів.: Світ, 1994.– 277с.